

ECCS
CECM
EKS



Funded by
the European Union

GUIDE DE BONNES PRATIQUES POUR LE REEMPLOI DE PRODUITS EN ACIER

— Volume 2: Bonnes pratiques de conception de bâtiments pour faciliter la
déconstruction et le réemploi future —

Comité Technique 14
Durabilité et éco-efficacité de la construction métallique,
dans le cadre du projet FRCA européen ADVANCE

ADV2-FR | 2025



ECCS TC14

Durabilité et éco-efficacité de la construction en acier

Guide de bonnes pratiques pour le réemploi des produits en acier

Volume 2 : Recommandations pour la conception des bâtiments afin de faciliter la déconstruction et le réemploi futurs

2^{nde} édition, 2025

**ECCS
CECM
E K S**



Guide de bonnes pratiques pour le réemploi des produits en acier

Volume 2 : Recommandations pour la conception des bâtiments afin de faciliter la déconstruction et le réemploi futurs

N° 147, ADV2-FR, 2nde édition, 2025

Publié par :

ECCS – Convention européenne pour la construction métallique
publications@steelconstruct.com
www.eccspublications.eu

Tous droits réservés. Aucune partie de cette publication ne peut être reproduite, stockée dans un système d'archivage ou transmise sous quelque forme ou par quelque moyen que ce soit, électronique, mécanique, photocopie, enregistrement ou autre, sans l'autorisation préalable du détenteur des droits d'auteur.

ECCS n'assume aucune responsabilité en ce qui concerne l'utilisation pour toute application du matériel et des informations contenus dans cette publication.

Copyright © 2025 ECCS – Convention européenne pour la construction métallique

ISBN : 978-92-9147-207-9

Bien que toutes les précautions aient été prises pour garantir l'intégrité et la qualité de cette publication et des informations qu'elle contient, les partenaires du projet et l'éditeur n'assument aucune responsabilité en cas de dommages aux biens ou aux personnes résultant de l'utilisation de cette publication et des informations qu'elle contient.

La reproduction à des fins non commerciales est autorisée à condition que la source soit citée et que le coordinateur du projet en soit informé. La diffusion de cette publication par le biais d'autres sources que les sites web mentionnés ci-dessous nécessite l'autorisation préalable des partenaires du projet.



Ce travail a été financé par l'Union européenne dans le cadre de la subvention n° 101112269. Les points de vue et les opinions exprimés sont toutefois ceux des auteurs et ne reflètent pas nécessairement ceux de l'Union européenne ou de la Convention Européenne de la Construction Métallique. Ni l'Union européenne ni la Convention Européenne de la Construction Métallique ne peuvent en être tenues pour responsables.



Funded by
the European Union



<https://www.steelconstruct.com/eu-projects/advance/>

AVANT-PROPOS

L'utilisation d'éléments en acier provenant de la déconstruction est une stratégie efficace pour réduire l'impact environnemental d'un bâtiment, en évitant la consommation d'énergie et les émissions de CO₂ dues au recyclage. Le projet de recherche *PROGRESS (Provisions for a greater reuse of steel structures)* s'est concentré sur les bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée et a identifié différents scénarios de réemploi. Il a également montré comment des mesures de conception bien pensées peuvent faciliter le réemploi d'une structure ou de ses principaux composants. Dans le cadre du projet de recherche *ADVANCE (Accompanying measure for dissemination, valorisation and collaborative exploitation of circularity of constructional steel products)*, le domaine d'application a été étendu aux bâtiments multi-étagés.

Le guide aborde les aspects clés que les concepteurs doivent prendre en compte pour faciliter le réemploi futur d'éléments en acier et présente des exemples de projets. Le guide décrit les exigences en matière de réemploi, mais ne couvre pas les aspects économiques et environnementaux en détail.

Le guide ne vise que le réemploi :

- d'éléments en acier qui n'ont pas été endommagés, y compris par des déformations plastiques et des sections réduites dues par exemple à une corrosion excessive ;
- d'éléments en acier provenant de bâtiments construits après 1970, c'est-à-dire approximativement à l'époque où la conception aux états limites est devenue une pratique courante ;
- d'éléments non soudés ;
- d'éléments récupérés, autant que possible, dans leur forme d'origine, bien que certains travaux de reconditionnement et de préparation supplémentaire puissent être nécessaires.

Le guide est composé de trois volumes :

Volume 1 : Réemploi des produits et bâtiments en acier

Volume 2 : Bonnes pratiques pour la conception des bâtiments afin de faciliter la déconstruction et le réemploi futurs

Volume 3 : Aspects environnementaux et mise en œuvre pratique

Alerte :

Le présent guide ne se substitue pas aux recommandations professionnelles – Réemploi d'éléments structuraux en acier de juin 2024.

Le volume 1 traite des questions techniques générales liées à l'utilisation structurale de l'acier récupéré dans les structures existantes en acier et les structures mixtes acier-béton. Il présente une brève description de l'anatomie des bâtiments à un ou plusieurs étages, la classification des différents scénarios de réemploi, une bibliographie des guides de bonnes pratiques européens et des normes produit, des critères de sélection et d'acceptation des produits, et leur classification pour les « nouvelles » conceptions conformément aux Eurocodes. Il aborde également les aspects de la conception selon les principes des états limites. Le protocole d'évaluation qualitative des éléments, d'échantillonnage et d'essai de l'acier récupéré figure dans l'annexe A. L'estimation du coefficient partiel modifié pour la résistance au flambement des éléments en acier réemployés est présentée à l'annexe B.

Le volume 2 couvre la conception de nouveaux bâtiments avec des objectifs de fonctionnalité, de facilité de fabrication, de démontabilité, de réemploi futur, ainsi que d'esthétique. Il donne les principes généraux de conception dans l'objectif de faciliter le démontage et le réemploi d'une charpente métallique. Il définit, également, les charges et les combinaisons d'actions à utiliser dans le dimensionnement et propose des améliorations générales dans les détails de construction qui facilitent le réemploi futur.

Le volume 3 (disponible uniquement en version anglaise) présente l'évaluation des avantages environnementaux du réemploi des éléments en acier issus de la déconstruction et fournit des informations sur les aspects pratiques de fabrication et de montage des structures en acier de réemploi. Plusieurs études de cas sont présentées dans la dernière section de ce volume, illustrant le réemploi d'éléments structuraux en acier dans différents pays de l'UE et certains des problèmes techniques qui ont été résolus.

Les membres des consortiums des projets PROGRESS et ADVANCE qui ont contribué à ce document sont :

Petr Hradil	Finlande	Véronique Dehan	Belgique
Ludovic Fülöp	Finlande	Francis Grogna	Belgique
Sirje Vares	Finlande	Carlos del Castillo	Belgique
Margareta Wahlström	Finlande	Helena Gervásio	Portugal
Tiina Vainio-Kaila	Finlande	Luis da Silva	Portugal
Michael Sansom	Royaume-Uni	Ari Ilomäki	Finlande
Ana M. Girão Coelho	Royaume-Uni	Teemu Tiainen	Finlande
Ricardo Pimentel	Royaume-Uni	Timo Koivisto	Finlande
Mark Lawson	Royaume-Uni	Jyrki Kesti	Finlande
Viorel Ungureanu	Roumanie	Břetislav Židlický	République tchèque
Raluca Buzatu	Roumanie	František Wald	République tchèque
Ioan Both	Roumanie	André Beyer	France
Dan Dubina	Roumanie	Amor Ben Larbi	France
Markus Kuhnhenne	Allemagne	Peetu Hirvonen	Finlande
Dominik Pyschny	Allemagne	Maria Carrubba	Allemagne
Kevin Janczyk	Allemagne	Jie Yang	Luxembourg
Paul Kamrath	Allemagne	José Humberto Matias de Paula Filho	Luxembourg

TABLE DES MATIÈRES

1	Introduction	10
1.1	Domaine d'application du présent document	10
1.2	Termes et définitions	10
2	Recommandations pour les bâtiments Neufs	14
2.1	Principes généraux de conception pour le démontage et le réemploi	14
	2.1.2 Principes clés de conception	15
	2.1.3 Stratégies pour la phase de construction	16
	2.1.4 Planification de la fin de vie du bâtiment	16
2.2	Standardisation	17
2.3	Bonnes pratiques pour l'analyse et la conception des bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée	20
	2.3.1 Détails typiques des portiques	20
	2.3.2 Systèmes de contreventement	21
	2.3.3 Portique de pignon	22
	2.3.4 Analyse globale	22
	2.3.5 Comportement des assemblages	22
	2.3.6 Vérification de la résistance vis-à-vis de l'instabilité des éléments	23
	2.3.7 Vérifications des contraintes	25
	2.3.8 Vérification des déplacements	25
	2.3.9 Structures en treillis	25
2.4	Bonnes pratiques pour l'analyse et la conception des bâtiments multi-étagés en acier	26
	2.4.1 Systèmes structuraux typiques	26
	2.4.2 Analyse globale	27
2.5	Durabilité	29
2.6	Documentation, identification et traçabilité pour le réemploi	29
	2.6.1 Dossier du bâtiment	29
	2.6.2 Modèle BIM du bâtiment	30
	2.6.3 Traçabilité des produits en acier en vue d'un réemploi futur	32
3	Charges et combinaison d'actions pour les bâtiments neufs	34
3.1	Valeurs caractéristiques des actions	34
	3.1.1 Charges sur les toits	34
	3.1.2 Charges sur les planchers de mezzanines et les planchers dans les bâtiments multi-étagés	35
	3.1.3 Charges de neige	36
	3.1.4 Charges de vent	38
	3.1.5 Conseils pour l'utilisation des classes de vent et de neige	41

3.1.6	Adaptation des valeurs caractéristiques des charges sur la base de la période de retour	42
3.1.7	Action thermique	45
3.2	Combinaisons d'actions	46
4	Réemploi grâce à la conception et aux dispositions constructives	48
4.1	Conception structurale des bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée	48
4.2	Standardisation des structures en acier d'un seul étage	49
4.2.1	Possibilités de réemploi pour les structures à portique	50
4.2.2	Portique standard avec éléments de jarret et de faîtage soudés	51
4.2.3	Poutre de portique avec jarret boulonné	52
4.2.4	Portique avec jambe de force	54
4.3	Fixation des poteaux sur les fondations	54
4.4	Solutions de treillis réemployables	56
4.5	Structures régulières réticulées	58
4.6	Planchers mezzanines	58
4.7	Ossature secondaire et bardage	61
4.7.1	Ossature secondaire en acier	62
4.7.2	Systèmes alternatifs pour l'ossature secondaire en acier	62
4.7.3	Bardage et couverture	63
4.7.4	Utilisation de cassettes préfabriquées en acier léger dans les structures de portique	65
4.8	Conception structurale des bâtiments multi-étagés en acier	69
4.8.1	Standardisation des bâtiments en acier multi-étagés	69
4.8.2	Tendances pour les bâtiments en acier multi-étagés	69
5	Conclusion	82
	Références	84

NOTATION

Minuscules

c_{dir}	Coefficient directionnel (pour les calculs de la charge du vent)
c_{prob}	Coefficient de probabilité
c_r	Coefficient de rugosité
c_{season}	Coefficient de saison (pour le calcul de la charge du vent)
c_0	Coefficient d'orographie
h_c	Hauteur de la section d'un poteau
h_b	Hauteur de la section d'une traverse
h_h	Hauteur totale d'un renfort de jarret
m	Valeur moyenne pour une propriété d'un groupe
n	Exposant
p	Probabilité de dépassement annuel de la vitesse moyenne du vent sur 10 minutes
q	Charge uniformément répartie
q_b	Pression de base de la vitesse du vent
q_p	Pression de pointe de la vitesse du vent
q_t	Valeur caractéristique adaptée de l'action variable pour la durée de vie nominale
q_{t0}	Valeur caractéristique de l'action variable pour une durée de vie nominale de 50 ans
s	Charge de neige sur le toit
s_k	Valeur caractéristique de la charge de neige au sol sur le site concerné
s_n	Charge de neige au sol avec une période de retour de n années
t	Durée de vie théorique cible
t_0	Durée de vie standard de 50 ans
v_b	Vitesse de base du vent
$v_{b,0}$	Valeur fondamentale de la vitesse de base du vent
$v_{b,class}$	Vitesse de base du vent pour la classe européenne
v_m	Vitesse moyenne du vent
z	Hauteur au-dessus du sol

Majuscules

C_e	Coefficient d'exposition (calcul de la charge de neige)
C_{esl}	Coefficient pour charges de neige exceptionnelles
C_t	Coefficient thermique (calcul de la charge de neige)
G	Action permanente
$G_{k,h}$	Action permanente favorable h
I_v	Intensité de la turbulence
K	Paramètre de forme dépendant du coefficient de variation de la distribution des valeurs extrêmes
K_{FI}	Facteur de multiplication
$K_{\gamma_{M1}}$	Facteur de correction
L	Portée
L_{column}	Longueur des poteaux
L_h	Longueur des segments de jarret d'une traverse
L_a	Longueur des segments de faitage renforcé
P_n	Probabilité annuelle de dépassement
Q	Charge concentrée variable, action variable
$Q_{k,1}$	Action variable principale
$Q_{k,j}$	Action variable d'accompagnement i
S	Classe européenne de charge de neige
V_x	Coefficient de variation
W_i	Classe européenne de vent i

Lettres et symboles grecs

α	Coefficient de dilatation thermique linéaire
α_{cr}	Facteur par lequel la valeur de calcul de la charge devrait être augmentée pour provoquer une instabilité élastique
β	Indice de fiabilité
γ_{M1}	Coefficient partiel de résistance des éléments vis-à-vis de l'instabilité
$\gamma_{M1,mod}$	Coefficient partiel modifié pour la résistance des éléments vis-à-vis de l'instabilité
μ_i	Coefficient de forme de la charge de neige
ρ	Masse volumique de l'air

ψ_0	Facteur de combinaison pour l'action variable
ψ_{0i}	Facteur de combinaison pour l'action variable i

Indices

d	Valeur de calcul
k	Valeur caractéristique

Abréviations

CC	Classe(s) de conséquences
CEN	Comité européen de normalisation
CEV	Valeur du carbone équivalent
DC1	Classe de ductilité faible pour la conception sismique selon l'EN 1998-1
DfD	Conception pour la déconstruction
STR	Valeurs de calcul des actions pour la résistance
EHF	Forces horizontales équivalentes
EN	Norme européenne
ETA	Évaluation technique européenne
UE	Union européenne
EXC	Classe(s) d'exécution
hEN	Norme européenne harmonisée
ID	Identification ; Identité
AN	Annexe nationale
RHS	Sections creuses rectangulaires
ELS	État(s) limite(s) de service
STC	Système de plancher composite acier-bois
STR	Valeurs de calcul des actions pour la résistance
ELU	État(s) limite(s) ultime(s)

Axes

x	Axe longitudinal le long de l'élément
y	Axe fort (parallèle à la semelle)
z	Axe faible (parallèle à l'âme)

1 INTRODUCTION

1.1 Domaine d'application du présent document

Ce deuxième volume du guide de bonnes pratiques pour le réemploi des produits en acier fournit des conseils de conception ciblés visant à faciliter la déconstruction et le réemploi futurs des éléments en acier dans la construction de bâtiments. Conformément aux principes de l'économie circulaire et aux objectifs de durabilité, le document aborde la conception de nouveaux bâtiments, y compris les installations industrielles à simple rez-de-chaussée et les immeubles résidentiels ou de bureaux multi-étagés, en mettant l'accent sur la modularité, la démontabilité et la longévité des matériaux.

Il présente des solutions pratiques pour concevoir des structures qui maximisent le potentiel de réemploi des éléments en acier en encourageant la standardisation, l'efficacité des détails de construction et l'utilisation d'assemblages mécaniques accessibles plutôt que des soudures permanentes.

Le document met l'accent sur l'intégration anticipée des considérations de conception pour le démontage, la sélection des matériaux et les pratiques de documentation, y compris l'utilisation de modèles BIM (building information modelling) pour la traçabilité à long terme.

En outre, il fournit des recommandations techniques sur les combinaisons de charges, l'analyse structurale et les bonnes pratiques de conception qui améliorent l'intégrité structurale et le réemploi des éléments de construction.

En abordant ces aspects, le document vise à minimiser les impacts environnementaux, à réduire les déchets, à diminuer le carbone incorporé, à promouvoir l'utilisation circulaire des matériaux de construction et à favoriser une industrie de la construction plus durable et plus efficace sur le plan des ressources.

1.2 Termes et définitions

Pour les besoins de ce guide, les termes et définitions suivants ont été utilisés en se référant spécifiquement aux bâtiments à simple rez-de-chaussée.

Parement	Éléments de façade et de toiture qui forment le clos couvert du bâtiment et assurent l'isolation thermique et acoustique, l'étanchéité à l'eau et à l'air, la protection contre l'incendie, l'aspect esthétique.
Composant	Partie d'une structure en acier, par exemple une poutre, un panneau sandwich. Il peut s'agir d'un assemblage de plusieurs éléments plus petits.
Classes de conséquences	Classification des bâtiments basée sur l'Eurocode, en fonction des conséquences d'une défaillance ou d'un dysfonctionnement sur les personnes, l'économie ou l'environnement ; différents indices de fiabilité sont associés à chaque classe de conséquences.
Produit constitutif	Matériaux ou produits utilisés dans la fabrication des structures, dont les propriétés sont utilisées dans les calculs de la résistance

	mécanique et de la stabilité des ouvrages et de leurs parties, et/ou de leur résistance au feu, y compris les aspects de durabilité et d'aptitude à l'emploi.
Acier de construction	Terme générique désignant la charpente en acier utilisée dans la construction (principale et secondaire) et les bardages à base d'acier.
Déconstruction (ou désassemblage, ou démontage)	Processus consistant à démonter un bâtiment en ses éléments de manière qu'ils puissent être facilement réemployés ; il atténue les aspects destructifs du processus de démolition, en préservant les éléments et les matériaux.
Démolition	Processus au cours duquel un bâtiment est démantelé avec peu ou pas de tentative de récupération de ses composants en vue du réemploi ; les matériaux résultant de la démolition peuvent toutefois être recyclés.
Conception pour la déconstruction (Design for deconstruction - DfD)	La conception pour la déconstruction est un processus de prise de décision au stade de la conception quant à la manière dont un bâtiment peut être démonté et potentiellement réemployé.
Durée de vie du projet	Période présumée pendant laquelle le composant doit être utilisé pour l'usage auquel il est destiné, avec une maintenance anticipée, mais sans réparation majeure.
Distributeur	Toute personne physique ou morale de la chaîne d'approvisionnement, autre que le fabricant ou l'importateur, qui met un produit de construction à disposition sur le marché.
Enveloppe du bâtiment (ou Enveloppe)	Composants ou parties du bâtiment qui séparent l'espace clos de l'environnement extérieur et assurent une série de fonctions structurales et de physique du bâtiment.
Classe d'exécution	Ensemble classé d'exigences spécifiées pour l'exécution de l'ouvrage dans son ensemble, d'un élément individuel ou d'un détail d'un élément.
Façade	Voir Parement
Plancher	Partie de la structure ayant pour fonction de fournir l'espace utile dans le bâtiment. Sur le plan structural, il transmet les charges aux poteaux et aux murs et assure la stabilité dans le plan horizontal des étages, contribuant ainsi à la stabilité globale de la structure.
Déchets dangereux	Déchets qui représentent une menace substantielle ou potentielle pour la santé publique ou l'environnement.
Importateur	Toute personne physique ou morale établie dans l'UE qui met sur le marché de l'UE un produit de construction provenant d'un pays tiers.

Réemploi in situ	Réemploi du composant ou de la structure, sans déplacement, sur le même site. Par exemple, la structure d'un bâtiment peut être conservée et réemployée lors d'une opération de rénovation.
Fabricant	Toute personne physique ou morale qui fabrique ou fait concevoir ou fabriquer un produit de construction et le commercialise sous son nom ou sa marque.
Organisme notifié	Organisme tiers indépendant (non gouvernemental), reconnu par l'UE/EEE et autorisé à effectuer des évaluations de la conformité des produits qui répondent aux exigences d'une norme harmonisée (hEN) ou d'une évaluation technique européenne (ETA).
Audit de pré-déconstruction	Évaluation qualitative et quantitative des flux de déchets de construction et de démolition avant la déconstruction, la démolition ou la rénovation de bâtiments et d'infrastructures.
Ossature principale ou structure principale	Structure en acier comprenant tous les principaux éléments porteurs, par exemple les poteaux, les poutres et les contreventements.
Acheteur	Entreprise qui achète les produits sidérurgiques ; généralement, une entreprise de construction métallique qui fabrique la charpente.
Reconditionnement	Processus consistant à remettre un produit en bon état de fonctionnement en remplaçant les composants défectueux et en améliorant l'apparence d'un produit, par exemple : grenailage, peinture, etc., ou en le rénovant.
Recyclage	Processus de valorisation de matériaux mis au rebut en nouveaux matériaux et produits ; le recyclage de l'acier implique la refonte de la ferraille pour former de nouveaux produits semi-finis.
Remise à neuf	Processus de rénovation d'un bâtiment existant en vue d'une nouvelle utilisation, qui peut impliquer une série de processus allant du remplacement d'équipements et d'aménagements à des modifications structurales majeures.
Réemploi ex situ	Réemploi, lorsque le processus nécessite le transport de la structure ou du composant pour le réemploi sur un autre site. Opposé au réemploi in situ.
Remise à neuf	Remise en état d'un produit ou d'un composant afin qu'il réponde aux spécifications de performance du fabricant de l'équipement d'origine.
Réparation	Réparation d'un défaut. Dans le contexte des structures en acier, cela peut signifier le renforcement d'un composant.

Réutilisation	Toute opération qui modifie la fonction ou l'objectif d'un composant.
Réemploi	Toute opération par laquelle des substances, matières ou produits qui ne sont pas des déchets sont utilisés de nouveau pour un usage identique à celui pour lequel ils avaient été conçus.
Assemblage réversible	Type d'assemblage qui peut être démonté sans endommager les composants concernés.
Ossature secondaire	L'ossature en acier secondaire, composée de lisses et de pannes, est utilisée pour soutenir le bardage/la couverture. Dans certains cas, elle peut assurer la stabilité de la structure principale.
Composant structural/ Élément de structure	Composant d'une structure conçu pour assurer la résistance mécanique et la stabilité et/ou la résistance au feu, y compris les aspects de durabilité et d'aptitude au service. Le composant fait souvent partie d'une structure porteuse en acier, qui peut elle-même être un assemblage de plusieurs composants plus petits.
Kit structural	Ensemble de composants structuraux standardisés qui sont assemblés et installés sur site.
Fournisseur	Société de stockage et de fourniture de produits sidérurgiques sur le marché.
Déchets	Toute substance ou tout objet, ou plus généralement tout bien meuble, dont le détenteur se défait ou dont il a l'intention ou l'obligation de se défaire.

2 RECOMMANDATIONS POUR LES BATIMENTS NEUFS

Le volume 2 traite de la manière dont les nouvelles structures peuvent être conçues pour faciliter la massification du réemploi des structures en acier. L'accent est mis sur les éléments en acier et les composants secondaires utilisés dans les bâtiments en acier à un ou plusieurs étages, tels que les bâtiments industriels, les grandes surfaces commerciales, les entrepôts, les immeubles résidentiels et les immeubles de bureaux, et sur la manière dont ils peuvent être conçus, au cours du premier cycle d'utilisation, pour être démontés facilement afin que leurs composants puissent être réemployés dans de futurs bâtiments. L'acier, qui est durable, recyclable et polyvalent, offre d'importantes possibilités de réemploi s'il est correctement intégré dans la conception du bâtiment. Ceci couvre également les assemblages entre les éléments structuraux et non structuraux, comme présenté au chapitre 4.

2.1 Principes généraux de conception pour le démontage et le réemploi

La conception des structures en acier en vue d'une déconstruction et d'un réemploi futur est conforme aux principes de l'économie circulaire, réduit les déchets et maximise l'efficacité des ressources. L'intégration de ces recommandations dès le début du processus de conception permet de créer des bâtiments adaptables, résilients et durables. En donnant la priorité à la modularité, à la documentation, à la sélection des matériaux et à l'accessibilité des assemblages, l'industrie de la construction peut réduire de manière significative son impact sur l'environnement et ouvrir la voie à des pratiques de conception plus innovantes et durables.

La quantité de structures en acier qui peut être récupérée et réemployée dans les bâtiments en fin de vie dépend de la manière dont ils ont été conçus et construits à l'origine. Ce paragraphe explique comment les décisions prises au stade de la conception peuvent permettre le démontage et donc augmenter la quantité de matériaux récupérés et réemployés pour les cycles d'utilisation suivants.

Lors de la conception en vue du démontage et du réemploi potentiel, il est recommandé d'adopter les principes suivants [1] :

- les bâtiments doivent être construits en strates (ou couches) qui peuvent être facilement remplacées tout au long de la durée de vie du bâtiment. Les composants dont la durée de vie est la plus courte doivent se trouver dans les strates les plus facilement accessibles ;
- la complexité du bâtiment doit être réduite autant que possible. La conception à l'aide de grilles structurales simples avec des lignes de support claires conduit à l'utilisation de composants de taille régulière qui maximisent leur potentiel de réemploi avec un minimum de variations. Le nombre de matériaux différents et leurs spécifications doivent également être réduits au minimum pour faciliter le réemploi ;
- la sécurité au cours du démontage et l'espace pour les équipements doivent être pris en compte lors de la construction et du démontage. La conception doit également tenir compte de la logistique de déconstruction future ;
- les composants préfabriqués, ou modules, qui sont installés sur le site sont plus facilement démontables pour être réemployés dans d'autres lieux ou sur le même site ;

- les détails d'assemblage doivent être simples et accessibles. Ceci s'applique également aux assemblages des structures sur les fondations. Le soudage doit être évité, sauf si les éléments soudés peuvent être réemployés dans leur intégralité, par exemple les traverses des portiques ;
- les raccords, les fixations, les adhésifs et les produits d'étanchéité doivent être choisis de manière à ne pas endommager les éléments secondaires, tels que le bardage et les fenêtres, lors de leur dépose en tant qu'éléments potentiellement réemployables ;
- les conceptions doivent maximiser les matériaux réemployables et éviter les matériaux composites, le plâtre, le béton armé, etc., qui sont difficiles à séparer et à réemployer. Les matériaux dangereux doivent être évités. L'effet des revêtements et de la protection contre l'incendie de la charpente en acier doit également être pris en compte dans une application de réemploi ;
- il est utile de préparer également un registre/une base de données du bâtiment sous la forme d'un modèle BIM qui comprend des informations sur la conception du bâtiment d'origine, les spécifications des matériaux et les détails de construction de tout travail de rénovation, ainsi que des informations relatives à la déconstruction.

En mettant l'accent sur la modularité, la documentation des matériaux et les techniques intelligentes d'assemblage, les architectes et les ingénieurs peuvent créer des structures qui non seulement répondent à leur objectif immédiat, mais offrent également des avantages environnementaux et économiques à long terme.

2.1.2 Principes clés de conception

La conception modulaire est l'une des stratégies les plus efficaces pour garantir que les structures en acier peuvent être démontées et réemployées avec un minimum de déchets. En utilisant des composants standardisés et des modules préfabriqués, les bâtiments peuvent être assemblés de manière à favoriser leur réemploi futur. Les assemblages boulonnés et réversibles sont préférables aux assemblages soudés, car ils simplifient le processus de démontage. Les modules préfabriqués peuvent être facilement démontés, transportés et réintégrés dans de nouveaux projets, prolongeant ainsi le cycle de vie des composants en acier au-delà de la durée de vie de la structure d'origine.

La documentation et l'étiquetage sont essentiels pour faciliter les travaux futurs de déconstruction. La tenue de registres détaillés de tous les composants structuraux, y compris les nuances d'acier, les dimensions et les détails d'assemblage, facilite l'identification et le réemploi. Les outils numériques tels que la modélisation BIM offrent une solution solide pour le suivi et la gestion des matériaux tout au long du cycle de vie du bâtiment. En outre, l'étiquetage physique des éléments en acier avec des étiquettes durables permet une référence rapide pendant la déconstruction, garantissant que les matériaux sont correctement identifiés et réemployés de la manière la plus efficace.

La sélection des matériaux joue un rôle crucial dans la conception en vue d'un réemploi futur.

Dans la mesure du possible, il doit être envisagé de se fournir en acier de construction produit par des producteurs d'acier qui ont défini et mettent en œuvre une stratégie de réduction des émissions de gaz à effet de serre et qui se sont engagés publiquement à

décarboner conformément aux objectifs nationaux et/ou internationaux de réduction des émissions de carbone.

Cela peut inclure, mais sans s'y limiter :

- une trajectoire de réduction des émissions compatible avec les objectifs de l'accord de Paris ;
- un objectif scientifique validé, par exemple un objectif approuvé par la Science Based Target Initiative (SBTi) ;
- l'acier certifié ResponsibleSteel ou un acier répondant à un référentiel international ou national équivalent.

Il est également préférable de limiter l'utilisation de matériaux composites ou de revêtements qui peuvent entraver le recyclage parce qu'ils peuvent compliquer le processus de valorisation. Les profilés en acier standardisés doivent être privilégiés afin de simplifier le réemploi et de garantir que les composants peuvent s'intégrer parfaitement dans de nouveaux projets sans modifications majeures.

Les techniques d'assemblage et de fixation influencent considérablement la facilité de déconstruction. Les fixations mécaniques, telles que les boulons, sont préférables aux méthodes permanentes telles que le soudage ou les adhésifs. Concevoir les connexions de manière qu'elles soient accessibles et faciles à détacher permet une déconstruction rapide. Cela permet non seulement d'accélérer le processus de déconstruction, mais aussi de s'assurer que les composants en acier peuvent être réemployés avec un minimum de dommages.

La simplicité et la redondance des structures sont essentielles pour créer des bâtiments en acier faciles à déconstruire. La simplification des schémas structuraux réduit la complexité des connexions et le chevauchement des composants, ce qui facilite la déconstruction. La redondance dans la conception permet de démonter des parties de la structure sans compromettre la stabilité globale, ce qui permet un réemploi sélectif des pièces.

2.1.3 Stratégies pour la phase de construction

La mise en œuvre des principes de conception en vue d'une future déconstruction nécessite une planification détaillée et une formation appropriée avant le début de la construction. Les équipes de construction doivent être formées aux bonnes pratiques d'assemblage des structures en vue d'un désassemblage futur. Le contrôle de la qualité au cours de l'assemblage permet de s'assurer que les connexions sont correctement installées, ce qui facilite le démontage.

2.1.4 Planification de la fin de vie du bâtiment

La planification de la fin de vie des structures en acier doit commencer dès la phase de conception initiale, en appliquant les stratégies de conception décrites ci-dessus et en les documentant. L'intégration des considérations de déconstruction dans la phase de conception garantit que les bâtiments sont créés dans l'optique d'un réemploi, en réduisant les déchets et en contribuant à une économie plus circulaire. À la fin de la vie d'un bâtiment, des plans de déconstruction doivent être élaborés en collaboration avec des entreprises de démolition ou de déconstruction afin de rationaliser le processus. L'identification de

nouveaux usages potentiels des composants en acier permet de prolonger leur cycle de vie et de réduire la demande de nouveaux matériaux.

2.2 Standardisation

La plupart des éléments en acier sont conçus et fabriqués en fonction des exigences spécifiques d'un projet donné, afin de répondre aux besoins du client. Le rapport qualité-prix est une exigence du client et le coût de l'ensemble du cycle de vie d'un bâtiment doit être maintenu à un minimum compatible avec une qualité donnée. Actuellement, le coût du cycle de vie n'inclut pas les coûts liés à l'impact environnemental des produits tout au long de leur cycle de vie, ni les impacts de l'élimination ou du recyclage en fin de vie, ni les émissions de CO₂ qui en découlent.

Si une approche holistique des coûts et des impacts environnementaux est requise, le réemploi des matériaux devient une solution intéressante, car il peut conduire à un coût inférieur à celui de l'utilisation de nouveaux matériaux, mais il a un coût supplémentaire de déconstruction, de manipulation et de reconditionnement ultérieurs des matériaux récupérés.

La standardisation est un moyen pour maximiser le potentiel de réemploi des éléments structuraux, car elle peut faciliter le processus de sélection et la disponibilité des éléments récupérés.

La standardisation peut être définie comme l'utilisation extensive de processus, de produits ou de composants dans un souci de régularité et de répétition. Les bâtiments standards sont fabriqués à des dimensions régulières et avec de multiples composants identiques, ce qui permet de réaliser des économies d'échelle au niveau de la fabrication.

Dans le cas des bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée, la coordination des dimensions présente des avantages en matière de coûts et les propositions suivantes peuvent être faites en ce qui concerne la forme dimensionnelle :

1. La distance entre les joints des éléments est généralement limitée par le transport routier. Les longueurs de stock habituelles sont de 10, 12, 14, 15, 16, 18 et 20 m. Les longueurs de 12 m sont généralement transportables par camion et des longueurs allant jusqu'à 18 m sont possibles en fonction des routes locales menant au site. Pour le transport par conteneur, une longueur totale inférieure à 12 m est généralement nécessaire.
2. La pente du toit dépend des conditions locales de neige et de pluie et des pratiques habituelles de construction dans une région. Une pente d'au moins 1:10 (6°) est normalement spécifiée pour les portiques de toit en pente ; une pente de 1:20 (3°) est souvent utilisée pour les treillis de toit en pente, car ils sont plus rigides et se déforment moins que les portiques.
3. L'espacement des portiques est généralement de 5 à 8 m, en fonction de la portée. Les dimensions courantes pour la standardisation peuvent être de 7,5 m pour les régions à faible enneigement et de 5 ou 6 m pour les régions à fort enneigement. Dans les scénarios de réemploi, il est possible d'utiliser un espacement des portiques différent de celui du bâtiment d'origine.
4. Les portées typiques et les rapports portée/hauteur pour les éléments primaires de toiture dans les bâtiments à simple rez-de-chaussée sont donnés dans le Tableau 2.1 adapté des informations de la référence [2].

Tableau 2.1. Portées typiques et rapports portée/hauteur des traverses pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée

Types d'ossature	Portée typique	Hauteur de l'élément porteur
Structure réticulée		
Poutres à section laminée	Jusqu'à 20 m	Portée/25 à portée/35 en fonction de la taille et du poids des éléments
Poutres fabriquées (PRS)	Jusqu'à 30 m	Portée/20 à portée/25
Poutrelles alvéolées ou cellulaires avec ouvertures dans l'âme	Jusqu'à 45 m	Portée/18 à portée/30 en fonction de la taille des ouvertures
Poutre treillis (en pente)	Jusqu'à 20 m	Portée/5 à portée/10 en fonction de la hauteur au sommet de la ferme
Poutre treillis (plat)	Jusqu'à 100 m	Portée/15 à portée/20
Structure avec assemblages encastés		
Portique	15 m à 50 m	Portée/50 à portée/65 pour les traverses (jusqu'à portée/85 si la charge de neige ne conditionne pas le dimensionnement)
Toit à une seule pente	Jusqu'à 25 m	
Portique avec poteaux intermédiaires simples	Jusqu'à 50 m	
Profilés soudés à section variable	Jusqu'à 70 m	Entre portée/25 et portée/65
Poutre treillis (plat)	Jusqu'à 100 m	Entre portée/15 et portée/20

Lors de la conception préliminaire de bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée avec des hauteurs de poteaux comprises entre 6 et 12 m, il est d'usage d'adopter des rapports entre la portée de l'ossature et la hauteur des sections des poteaux compris entre 40 et 50. Cette ligne directrice offre une approche équilibrée, garantissant à la fois l'efficacité structurale et l'utilisation économique des matériaux.

Dans les structures en acier multi-étagées, la capacité portante et le transfert des charges sont assurés par une ossature principale composée de poutres et de poteaux. L'optimisation du nombre de poteaux est une question qui se pose au stade de la conception et la réponse doit tenir compte de l'utilisation du bâtiment [3]. En ce qui concerne l'aménagement de l'espace, les poteaux sont considérés comme des obstacles qu'il faut limiter autant que possible. Les structures traditionnelles utilisent des portées de l'ordre de 4,5 à 6 m pour les bâtiments résidentiels. Les grandes portées de 12 à 18 m pour les bureaux et de 15 à 16 m pour les parkings permettent de libérer de l'espace supplémentaire.

Les trames de plancher définissent l'espacement des poteaux dans les directions orthogonales, qui est influencé par :

- la trame d'aménagement (normalement basée sur des multiples de 300 mm, mais plus souvent sur des multiples de 0,6, 1,2 ou 1,5 m) ;
- l'espacement des poteaux le long de la façade, en fonction du matériau de la façade (généralement de 5,4 m à 7,5 m) ;
- l'utilisation de l'espace intérieur (bureaux ou espace ouvert) ;
- les exigences en matière de distribution des services du bâtiment (à partir du noyau du bâtiment).

L'espacement des poteaux est normalement défini par la nécessité de soutenir le système de façade (par exemple, un espacement maximal de 6 m est normalement requis pour la maçonnerie). Cela influence l'espacement des poteaux à l'intérieur, à moins que des poteaux supplémentaires ne soient utilisés le long de la ligne de façade.

Pour les bureaux ventilés naturellement, une largeur de bâtiment de 12 à 15 m est généralement utilisée, ce qui peut être réalisé par deux travées de 6 à 7,5 m. Une seule travée peut également être conçue avec des planchers creux en béton préfabriqué profonds (400 mm ou plus) couvrant toute la largeur du bâtiment. L'éclairage naturel joue également un rôle dans le choix de la largeur des planchers. Néanmoins, dans les bâtiments modernes, une solution à longue portée permet d'améliorer considérablement la flexibilité de l'agencement. Pour les bureaux climatisés, une portée libre de 15 à 18 m est souvent utilisée.

La hauteur d'étage cible est basée sur une hauteur du sol au plafond de 2,5 à 2,7 m pour les bureaux ou de 3 m pour les applications plus prestigieuses, plus la hauteur de plancher, y compris les services. Les valeurs cibles de la hauteur d'un étage peuvent être prises en compte lors de la phase de conception :

- bureaux de prestige 4 - 4,2 m ;
- bureaux courants 3,6 - 4,0 m ;
- projets de rénovation 3,5 - 3,9 m.

Les portées des différentes options structurales pour les planchers sont indiquées dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2. Portée des différentes options structurales [3]

	Portée (m)					
	6	8	10	13	16	20
Plancher en béton armé	■					
Dalle avec poutre intégrée et dalles avec plancher mixte	■	■				
Poutres intégrées avec dalle préfabriquée	■	■	■			
Dalle avec poutre en béton armé		■	■	■		
Dalle en béton précontraint			■	■		
Dalle mixte avec poutres mixtes		■	■	■	■	
Poutre à ouverture d'âme			■	■	■	■
Poutre mixte à ouverture d'âme			■	■	■	■
Treillis mixte				■	■	■

Les informations suivantes sur les grilles de plancher sont fournies sur la base des pratiques nationales :

- Allemagne (selon DIN) : trame de planification de 100 mm, généralement des multiples de 1,2 m ;
- Pays-Bas : trame de planification de 100 mm, multiples de 1,8 m pour les écoles, les commerces, les hôtels et les immeubles de bureaux ;
- Royaume-Uni : trame de planification de 300 mm ; généralement, multiples de 0,6, 1,2 ou 1,5 m. Les écoles et les bâtiments médicaux sont conçus pour des multiples de 1,2 m et les bureaux pour une trame de plancher de 1,5 m ;

- en général, les multiples de 1,25 et 1,35 m sont acceptés en Europe (1,35 m peut être préféré pour la standardisation des dimensions) ;
- immeubles de bureaux de faible hauteur (2 à 4 étages) : des trames de 6 à 9 m sont souvent utilisées pour s'adapter à l'utilisation de dalles de plancher en béton préfabriqué sur des poutres standards ou éventuellement des poutres de type « slim floor » ;
- pour les immeubles de bureaux de grande hauteur au Royaume-Uni, on préfère les trames de plancher rectangulaires, dans lesquelles la portée la plus longue s'étend de 13,5 à 18 m au travers le bâtiment par pas de 1,5 m. Une trame de poteaux de 16,5 m x 7,5 m est compatible avec les parkings en sous-sol ;
- ces poutres à longue portée sont généralement dotées d'ouvertures qui intègrent les équipements techniques du bâtiment, comme les poutres cellulaires fabriquées à partir de sections laminées, qui comportent de multiples ouvertures circulaires.

Pour les immeubles de grande hauteur, une trame d'aménagement de 1,35 m conduit à un espacement des poteaux de 16,2 m x 8,1 m, soit une trame de 2 :1 qui peut être utile dans la conception des bâtiments pour l'adaptabilité.

2.3 Bonnes pratiques pour l'analyse et la conception des bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

2.3.1 Détails typiques des portiques

Les détails typiques d'un portique avec un pied nominalemt articulé sont illustrés dans la Fig. 2.1.

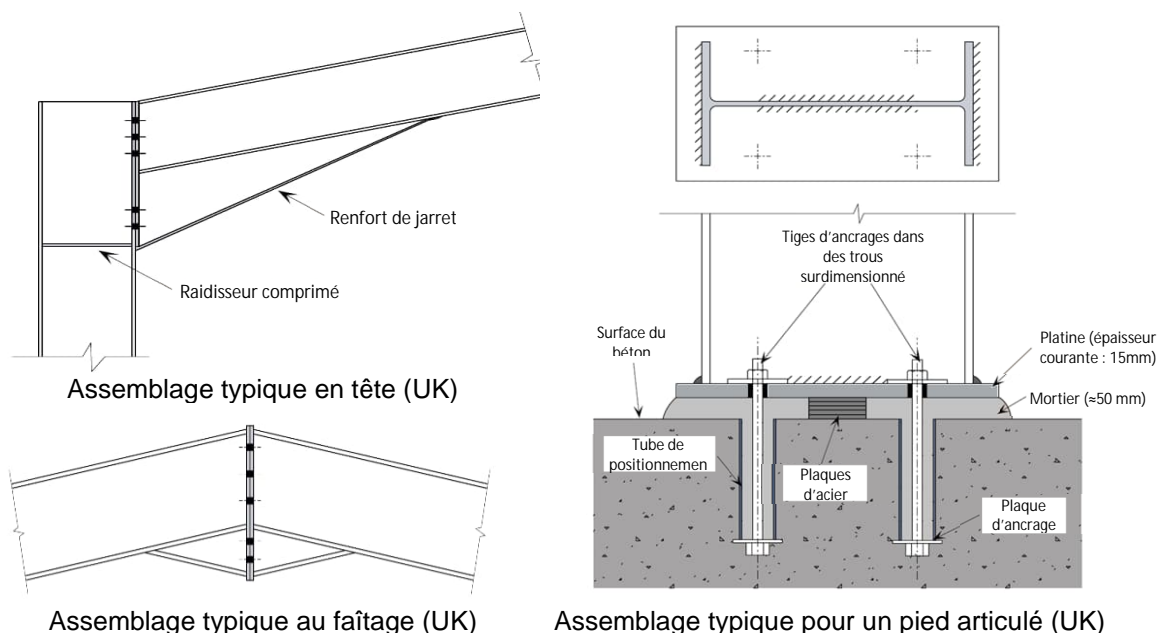


Fig. 2.1 Détail typique d'un portique à une travée avec des pieds nominalemt articulés (figure traduite de [4])

2.3.2 Systèmes de contreventement

Un bâtiment à portique comporte deux types de systèmes de contreventement primaires : (i) le contreventement vertical et (ii) le contreventement en toiture. Les fonctions principales du contreventement vertical dans les parois latérales sont les suivantes :

- transmettre les forces horizontales aux fondations ;
- assurer la stabilité pendant le montage.

Le contreventement peut être situé à l'une ou aux deux extrémités du bâtiment (voir Fig. 2.2), dans la longueur du bâtiment ou dans chaque partie entre les joints de dilatation éventuels (lorsqu'il y en a). Des travées contreventées ou des portiques d'arrêt peuvent être utilisés à cette fin. Leur position peut également être influencée par la disposition du bâtiment. Les pannes d'extrémités ou butons assemblés aux traverses garantissent que tous les portiques sont contreventés dans le sens hors plan par le système de contreventement vertical.

Le système de contreventement de la toiture est situé dans le plan de la toiture, généralement aux deux extrémités du bâtiment, entre les deux premiers portiques adjacents (Fig. 2.3). Les principales fonctions du contreventement de toiture sont les suivantes :

- transmettre les forces du vent des poteaux du pignon aux contreventements verticaux des murs ;
- transmettre les forces de frottement du vent sur le toit au contreventement vertical ;
- fournir un appui rigide pour les pannes utilisées pour maintenir les traverses ;
- assurer la stabilité pendant le montage ;
- maintenir la tête des poteaux internes en les reliant aux parois latérales en périphérie.

Le système de contreventement de la toiture doit être disposé de manière à fournir un support en tête des poteaux de pignon.

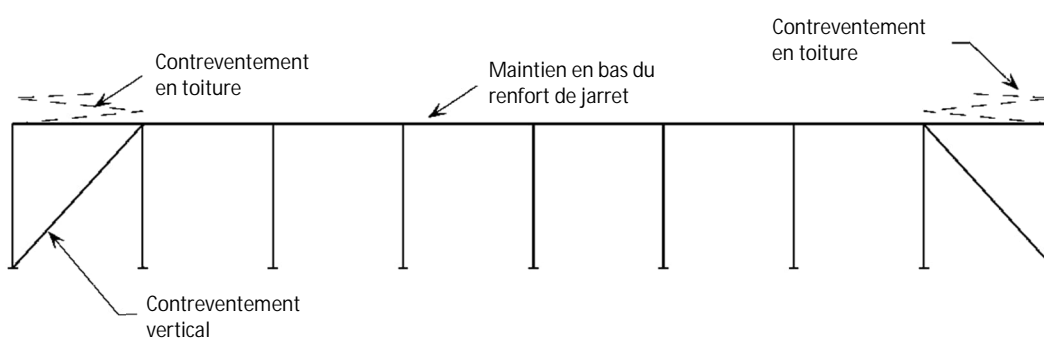


Fig. 2.2 Disposition typique d'un contreventement vertical (figure traduite de [5])

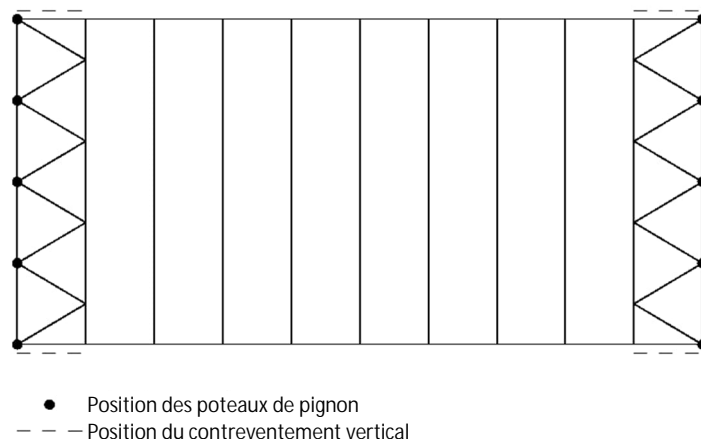


Fig. 2.3 Disposition typique des contreventements de toiture (figure traduite de [5])

2.3.3 Portique de pignon

Les pignons sont souvent conçus en utilisant des supports intermédiaires aux traverses, qui sont donc plus légers que les portiques principaux. Une autre solution consiste à utiliser des ossatures de pignon d'extrémité contreventées, ce qui peut poser des problèmes de performance du bardage en raison des déplacements différentiels entre les portiques suivants. Il est recommandé que les pignons soient de la même taille que les portiques internes afin de faciliter le réemploi et de permettre des extensions futures du bâtiment. Cette pratique permettra également d'améliorer les performances du système de bardage, puisqu'un déplacement différentiel moins important est attendu entre deux portiques adjacents.

2.3.4 Analyse globale

En Europe, la plupart des portiques sont conçus à l'aide d'une analyse élastique, alors qu'au Royaume-Uni, ils sont conçus à l'aide d'une analyse plastique à l'état limite ultime, mais avec des vérifications supplémentaires concernant les déplacements à l'aide d'un calcul élastique. Pour faciliter le réemploi des structures, il est recommandé d'utiliser une analyse élastique pour la première utilisation et les utilisations suivantes.

Les dimensions des éléments obtenues à la suite d'une analyse plastique seront inférieures à celles obtenues à la suite d'une analyse globale élastique, en raison de la redistribution des moments dans le portique. Néanmoins le coût supplémentaire est minimal, compte tenu de la part du coût des matériaux dans le coût total de l'installation, qui est inférieure à 50 %.

2.3.5 Comportement des assemblages

Les assemblages peuvent être classés comme nominalelement articulés, semi-rigides ou rigides selon la norme EN 1993-1-8 [6]. À des fins de conception préliminaire, on peut supposer qu'un assemblage nominalelement articulés suivant le détail typique présenté dans la Fig. 2.1 offre 10 % de la rigidité en flexion des poteaux du portique pour une analyse de stabilité globale et 20 % pour les vérifications d'aptitude au service. Pour les assemblages nominalelement articulés en pied de poteau, on peut supposer une rigidité allant jusqu'à 20 % de la rigidité du poteau [7].

Pour le calcul final, si un poteau est relié de manière rigide à une fondation appropriée, la rigidité de l'assemblage en pied doit être considérée comme égale à la rigidité du poteau

pour tous les calculs de l'état limite ultime. Pour les vérifications ELS, le pied de poteau peut être considéré comme rigide [7]. Pour les assemblages semi-rigides, il est recommandé d'évaluer la rigidité du ressort de rotation conformément à la norme EN 1993-1-8 ou à l'aide d'un logiciel approprié.

Les logiciels courants permettent d'incorporer directement la rigidité du ressort de rotation dans le modèle, ce qui facilite la mise en œuvre des recommandations ci-dessus. En particulier pour les pieds de poteau, si le logiciel d'analyse ne prend pas en compte les ressorts de rotation, la rigidité de la base peut être modélisée par des éléments fictifs de rigidité équivalente, comme indiqué dans la Fig. 2.4.

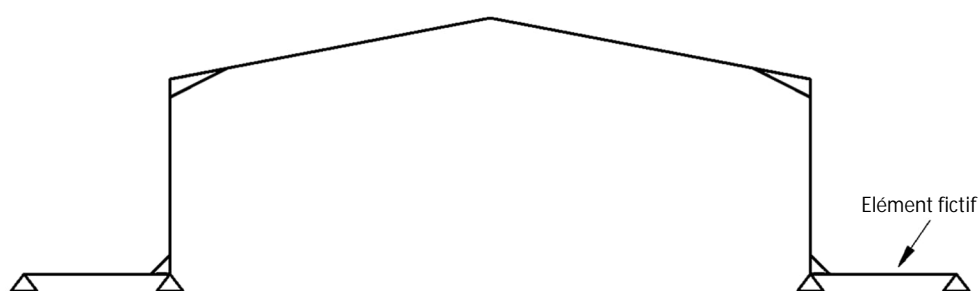
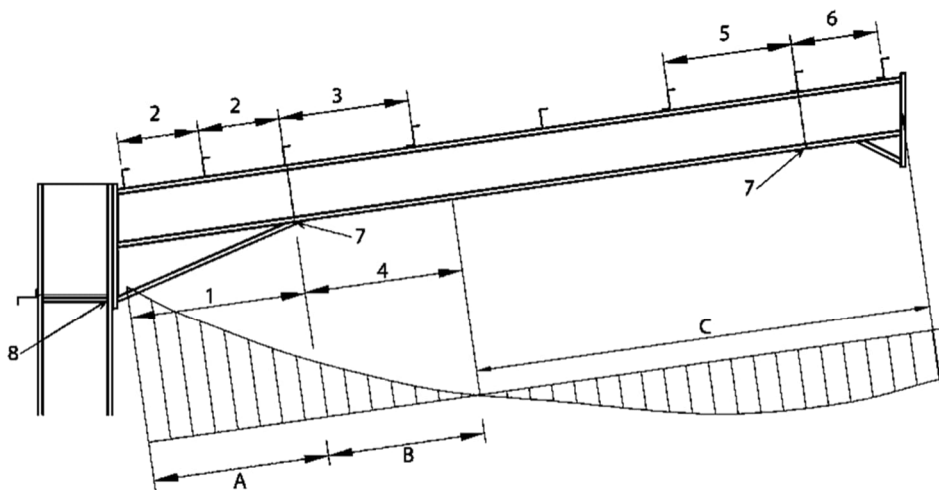


Fig. 2.4 Modélisation de la rigidité en pied de poteau par un élément fictif (figure traduite de [4])

2.3.6 Vérification de la résistance vis-à-vis de l'instabilité des éléments

La vérification de la résistance vis-à-vis de l'instabilité des éléments doit suivre les procédures de la clause 8.3 de l'EN 1993-1-1.

Les éléments secondaires en acier jouent un rôle important dans la conception des portiques, car ils permettent de maintenir les éléments vis-à-vis du flambement par flexion et par torsion ainsi que vis-à-vis du déversement. La conception d'un portique typique s'appuiera sur les maintiens proposés à la Fig. 2.5. Pour la condition de soulèvement dû au vent, des maintiens supplémentaires peuvent être nécessaires pour la semelle comprimée inférieure de la traverse (voir Fig. 2.6) ou pour les poteaux d'une façade soumise à la dépression du vent.



1. Zone de renfort de jarret, distance entre maintiens en torsion
2. Zone de renfort de jarret, distance entre maintiens en déplacement latéral
3. Zone courante, distance entre maintiens en déplacement latéral
4. Zone courante, distance entre maintiens en torsion
5. Zone courante, distance entre maintiens
6. Zone de faitage, distance entre maintiens
7. Maintien en torsion de la traverse
8. Maintien en torsion du poteau

Fig. 2.5 Distribution typique des moments de flexion dans un portique : charge de gravité (figure traduite de [4])

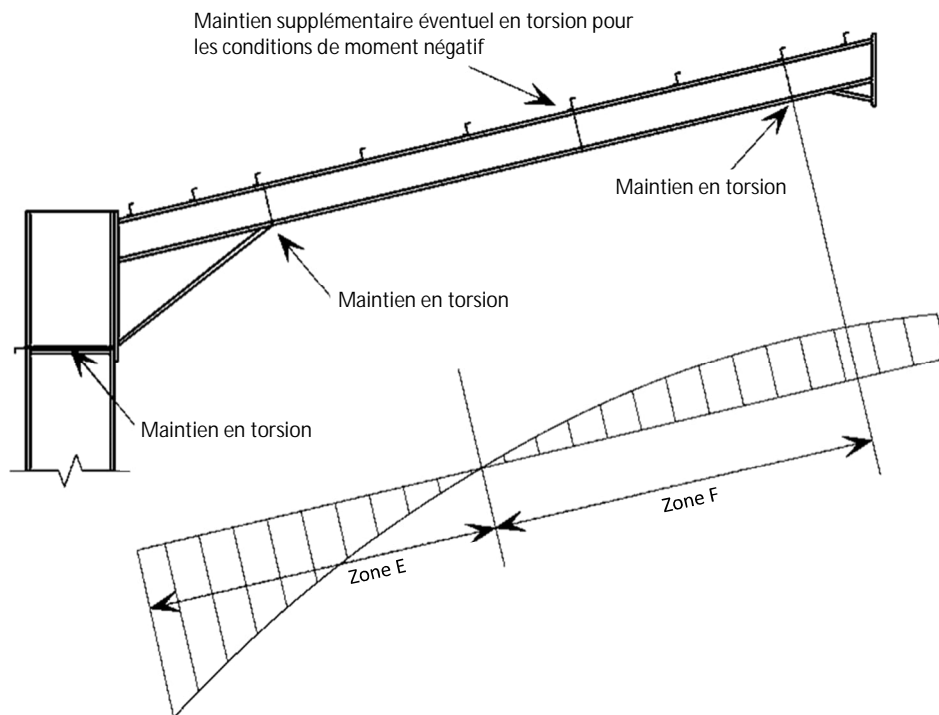


Fig. 2.6 Distribution typique des moments de flexion dans un portique : soulèvement (figure traduite de [4])

2.3.7 Vérifications des contraintes

Il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes aux états limites de service (ELS) conformément à l'EN 1993-1-1 [8]. Cependant, comme les calculs de déplacement sont basés sur une analyse élastique, la plasticité ne doit pas se produire aux ELS. Si la structure est analysée selon une analyse plastique globale, il est recommandé d'effectuer une vérification des contraintes pour les combinaisons de charges caractéristiques pour l'état limite de service conformément à l'EN 1990 [9].

2.3.8 Vérification des déplacements

Les critères de vérification des déplacements peuvent être établis pour un projet spécifique ou une pratique locale. Les recommandations de la section 6.5.1 du volume 1 peuvent être suivies.

2.3.9 Structures en treillis

L'utilisation de structures de type treillis permet d'obtenir une structure relativement rigide et résistante aux charges, tout en limitant l'utilisation de matériaux (les réductions de quantité de matière tendent à augmenter avec la portée). Dans les pays nordiques en particulier, on utilise généralement des traverses en treillis, car la neige conduit à des charges importantes sur les toits.

Outre la possibilité de créer de grandes portées, les structures en treillis sont attrayantes et permettent une intégration simple des services. Les treillis utilisent souvent des sections creuses pour les poteaux et les traverses, mais les sections ouvertes sont également couramment utilisées. Dans une structure en treillis, la résistance élevée au flambement des sections creuses permet d'utiliser de longues portées et un espacement plus important entre les diagonales. Pour les sections creuses, le flambement par flexion des éléments régit généralement le dimensionnement des éléments. La fabrication d'assemblages standardisés est rentable. On peut également noter que le prétraitement est facilité grâce aux angles arrondis et à l'accessibilité des emplacements des assemblages.

Pour les bardages de longue portée (tels que les panneaux sandwich de hauteur importante), on peut supposer que la membrure supérieure du treillis est maintenue. Pour les charges de soulèvement induites par le vent sur la toiture, la membrure inférieure doit être maintenue par un contreventement longitudinal. Pour les treillis continus, des contreventements peuvent également être nécessaires pour retenir la membrure inférieure comprimée près des poteaux.

Dans les pays nordiques, les treillis en sections creuses soudées sont les plus courants. Pour les grandes portées, les poutres sont généralement fabriquées et transportées en deux pièces avec des assemblages de continuité boulonnés dans les membrures supérieures et inférieures.

2.4 Bonnes pratiques pour l'analyse et la conception des bâtiments multi-étagés en acier

2.4.1 Systèmes structuraux typiques

Le système structural requis pour la stabilité est principalement influencé par la hauteur du bâtiment [10]. Pour les bâtiments jusqu'à 8 étages, la structure en acier peut être conçue pour assurer la stabilité, mais pour les bâtiments plus hauts, les noyaux en béton ou en acier contreventé sont plus efficaces. Les systèmes structuraux suivants peuvent être envisagés pour assurer la stabilité.

Pour les bâtiments d'une hauteur maximale de 4 étages, on peut utiliser des portiques rigides dans lesquels les assemblages entre les poutres et les poteaux assurent la résistance à la flexion et la rigidité vis-à-vis des charges horizontales. Cela n'est généralement possible que lorsque la section des poutres est relativement haute (400 mm à 500 mm) et que la taille des poteaux est satisfaisante pour résister aux moments de flexion appliqués. Les assemblages de platines d'about à pleine hauteur fournissent généralement la rigidité nécessaire.

Pour les bâtiments d'une hauteur maximale de 12 étages, les portiques en acier contreventés sont généralement dotés d'un contreventement en X, K ou V dans les murs, généralement dans la façade, ou autour des escaliers ou d'autres zones de service. Le contreventement transversal est conçu uniquement en traction (l'autre élément étant redondant). Le contreventement est souvent constitué de plats simples en acier, mais des cornières et des profilés en U peuvent également être utilisés.

Lorsque le contreventement est conçu pour travailler en compression, les sections creuses sont les plus populaires, bien que les cornières et les sections en U puissent également être utilisées.

Les portiques contreventés en acier présentent deux avantages majeurs :

- une seule équipe de construction est chargée d'assurer la stabilité temporaire ;
- dès que le contreventement en acier est assemblé (boulonné), la structure est stable.

Les noyaux en béton constituent un système pratique pour stabiliser les bâtiments d'une hauteur maximale de 40 étages. Le noyau en béton est généralement construit avant l'ossature en acier. Dans cette forme de construction, les poutres s'étendent souvent directement entre les poteaux périphériques du bâtiment et le noyau. Des considérations particulières en matière de conception structurale sont nécessaires pour :

- les connexions des poutres au noyau en béton ;
- le dimensionnement des poutres primaires de section plus haute à l'angle du noyau en béton ;
- la sécurité incendie et la robustesse de la construction de longue portée.

Une attention particulière doit être accordée aux assemblages entre les poutres d'acier et les noyaux de béton, afin de permettre un ajustement, en anticipant le fait que les tolérances sur la position du noyau peuvent être importantes. La connexion elle-même peut ne pas être achevée avant que le béton in situ ait durci ou que les éléments aient été soudés, d'où l'importance de veiller à la stabilité temporaire.

Les poteaux des charpentes en acier multi-étagées sont généralement des profilés en H, qui supportent principalement des charges axiales. Lorsque la stabilité de la structure est assurée par des noyaux ou des contreventements verticaux, les poutres sont généralement conçues comme étant simplement appuyées. Le modèle de conception généralement accepté est que les assemblages nominaleme nt articulés produisent des moments nominaux dans le poteau, calculés en supposant que la réaction de la poutre se trouve à 100 mm de la face du poteau.

Pour faciliter la construction, les poteaux sont généralement montés en sections de deux ou parfois trois étages (c'est-à-dire d'une longueur d'environ 8 à 12 m). Les sections de poteaux sont reliées par des couvre-joints, généralement entre 300 mm et 600 mm au-dessus du niveau du plancher.

Il existe une large gamme de planchers [3]. Bien que les solutions en acier soient appropriées pour les courtes portées (typiquement 6 à 9 m), l'acier présente un avantage important par rapport aux autres matériaux pour les longues portées (entre 12 et 18 m). Cela permet de bénéficier d'un espace sans poteaux, ce qui permet une adaptabilité future et de réduire le nombre de fondations.

Les dalles de plancher qui enjambent les poutres d'acier sont généralement des éléments en béton préfabriqués ou des planchers mixtes. Les poutres en acier peuvent être situées sous la dalle de plancher, le plancher reposant sur l'aile supérieure. Les poutres peuvent être mixtes ou non. Dans les constructions mixtes, des connecteurs de cisaillement sont soudés à l'aile supérieure de la poutre, transférant la charge au plancher en béton. Les connecteurs de cisaillement peuvent être soudés sur place à l'aile supérieure de la poutre qui n'a pas été peinte, à travers le bac en acier. La dalle peut également être placée dans la hauteur des poutres afin de réduire la hauteur totale du plancher ; ces poutres sont appelées poutres de plancher minces ou poutres intégrées. La hauteur disponible des dalles est souvent le facteur déterminant dans le choix d'une solution de plancher. Par exemple, dans les immeubles de grande hauteur, la hauteur totale des 30 à 40 dalles de plancher peut représenter un important volume de construction inutilisé.

2.4.2 Analyse globale

Les bâtiments de faible hauteur (de deux ou trois étages) ne sont soumis qu'à des forces horizontales modestes et peuvent facilement être construits avec des systèmes de contreventement suffisamment robustes pour que les effets du second ordre soient réduits, au point qu'il n'est pas nécessaire de prendre en compte explicitement les effets de stabilité latérale dans le dimensionnement. Le contreventement peut être assuré soit par un contreventement triangulé, soit par un ou plusieurs noyaux en béton armé. Les planchers servent de diaphragmes pour relier tous les poteaux aux contreventements ou aux noyaux.

Les charpentes en acier de moyenne hauteur sont définies comme des charpentes pour lesquelles ni la résistance aux charges horizontales, ni l'obtention d'une stabilité latérale suffisante n'ont d'impact significatif sur la disposition des planchers ou sur la forme structurale globale. Des noyaux en béton/acier ou des sections contreventées sont généralement utilisés pour assurer la stabilité horizontale. Cette limite est normalement considérée comme étant de douze étages.

Un portique non contreventé est un portique qui n'a ni noyau en béton ni système complet de triangulation verticale, destiné principalement à résister aux charges horizontales. Dans les ossatures non contreventées, au moins certains assemblages entre les poutres et les poteaux doivent être résistants aux moments afin de transmettre les forces horizontales aux fondations et d'assurer la stabilité de l'ossature.

Un portique contreventé comporte des éléments structuraux explicitement prévus pour transmettre les forces horizontales aux fondations. Ces éléments augmentent la stabilité horizontale du portique. Il peut s'agir d'un ou de plusieurs noyaux en béton, qui contiennent généralement les services verticaux, les ascenseurs et les escaliers. Il peut également s'agir de systèmes complets de contreventements triangulés en acier dans les parois verticales (agissant en conjonction avec les diaphragmes de plancher ou les contreventements horizontaux). Dans un portique contreventé, les poutres peuvent être conçues comme étant articulées aux extrémités. Les poteaux supportent des charges axiales et des moments (généralement) minimales. Les assemblages entre les poutres et les poteaux peuvent être conçus comme étant nominalelement articulés, et donc ne subissant pas de moments de flexion ; une capacité de rotation suffisante doit être prévue.

La procédure générale de conception est la suivante :

1. Déterminer les actions verticales à l'ULS
2. Calculer les forces horizontales équivalentes (EHF) pour tenir compte des imperfections
3. Déterminer les charges horizontales ELU
4. Déterminer les charges horizontales totales (à partir de 2 et 3 ci-dessus)
5. Choisir la configuration du contreventement et les éléments de contreventement (le cas échéant) en fonction des charges horizontales totales
6. Effectuer une analyse au premier ordre pour déterminer les efforts internes et la rigidité latérale du portique
7. Pour chaque étage de chaque travée contreventée, déterminer le coefficient α_{cr} à partir de la combinaison de charges verticales dimensionnante
8. Déterminer la valeur déterminante du coefficient α_{cr} comme étant la valeur la plus basse obtenue à partir de l'analyse ci-dessus
9. Sur la base du α_{cr} obtenu, décider si l'analyse du premier ordre est suffisante ou si une analyse supplémentaire est nécessaire pour prendre en compte les effets du second ordre

Note : α_{cr} est le facteur par lequel la valeur de calcul de la charge devrait être amplifiée pour provoquer une instabilité élastique.

L'analyse au premier ordre peut être utilisée si le critère $\alpha_{cr} \geq 10$ de l'EN 1993-1-1 pour l'ensemble du portique et donc pour chaque étage d'un bâtiment multi-étagé est respecté.

Les bâtiments doivent être conçus pour les combinaisons d'actions définies dans l'EN 1990. La conception pour l'état limite ultime (voir EN1993-1-1), c'est-à-dire la vérification de la résistance de tous les composants structuraux du bâtiment pour résister aux actions identifiées par l'analyse globale, reste au cœur du processus de dimensionnement détaillé. L'EN 1993-1-8 [6] donne des méthodes de dimensionnement pour les assemblages soumis à une charge principalement statique en utilisant les nuances d'acier S235, S275, S355 et S460.

Les normes EN 1990 et EN 1993-1-1 exigent que les structures satisfassent à l'état limite de service. Les critères applicables aux bâtiments multi-étagés portent sur les points suivants (1) Déplacements horizontaux ; (2) Déplacements verticaux des planchers ; (3) Réponse dynamique.

2.5 Durabilité

Les revêtements métalliques (galvanisation à chaud) sont moins courants que les revêtements conventionnels par peinture car ils sont généralement plus chers. Lors de la spécification des systèmes de revêtement de peinture pour les bâtiments réemployables, les concepteurs peuvent souhaiter envisager une classe de durabilité élevée ou très élevée pour le système de peinture conformément à la norme ISO 12944-1 [11]. Toutefois, comme un système de revêtement par peinture a tendance à être plus faible qu'une solution galvanisée, cette dernière est préférable pour les structures susceptibles de subir de multiples cycles de montage et de démontage. Les solutions de galvanisation à chaud doivent être conformes aux normes ISO 1461 [12] et ISO 14713 [13] à [15].

2.6 Documentation, identification et traçabilité pour le réemploi

Les principales difficultés liées au réemploi sont les incertitudes concernant les propriétés des produits et des matériaux et les exigences d'essai qui en découlent. Si les dossiers relatifs aux matériaux, à la fabrication et à la construction sont conservés efficacement en vue d'une consultation ultérieure, les coûts liés aux essais peuvent être évités. Pour faciliter le réemploi des structures de bâtiments, ces informations doivent être documentées, conservées pendant toute la durée de vie de la structure, mises à jour si nécessaire, et clairement liées aux composants particuliers du bâtiment pour permettre une identification future. L'efficacité du processus de réemploi peut encore être améliorée si les informations sont stockées sous une forme lisible par machine, telle que le modèle BIM. Cette section explique les principes de base de la gestion de l'information sur les bâtiments et de l'identification des composants.

2.6.1 Dossier du bâtiment

Afin de faciliter le réemploi futur des structures de bâtiment qui sont aujourd'hui en cours de fabrication et de montage, il est utile d'établir un mémo du bâtiment qui contient des informations sur la conception, des propriétés nominales déclarées et/ou certifiées, telles que :

- les caractéristiques de l'acier (par exemple, les certificats matière, les marquages CE, les déclarations environnementales de produit) ;
- les spécifications et les plans qui correspondent à ce qui a été proposé dans l'appel d'offres et à ce qui a été réellement fabriqué ;
- les plans et documents de fabrication et de montage ;
- tous les détails des assemblages entre les éléments.

Les résultats des mesures, évaluations, essais ou inspections doivent être enregistrés :

- l'identification des non-conformités, par exemple les variations dimensionnelles ;
- les rapports de l'entretien régulier, les modifications et les travaux de rénovation ;
- les audits de pré-déconstruction en cas d'utilisation d'une charpente en acier existante ;
- la documentation photographique.

Les documents de conception structurale d'un bâtiment sont basés sur la prise en compte des charges et des forces auxquelles doit résister la charpente en acier, quel que soit le cycle d'utilisation, et montrent et décrivent clairement tous les éléments de la structure en acier. Ils doivent également inclure les normes et les codes qui régissent le dimensionnement et la fabrication, y compris le boulonnage et le soudage. Toute révision de ces documents doit être ajoutée aux originaux, par exemple en cas de modification de la conception pendant le montage.

Il est recommandé que le propriétaire du bâtiment tienne à jour le dossier du bâtiment, car il contient les détails de tous les produits qui constituent le bâtiment. En général, le propriétaire est également tenu de conserver des registres de maintenance détaillés. Cela permettra de s'assurer que les produits du bâtiment sont correctement entretenus et, lorsqu'ils sont remplacés ou déconstruits en vue du réemploi, qu'ils sont entièrement conformes aux nouvelles exigences.

Le dossier du bâtiment peut être lié à une représentation numérique du bâtiment, par exemple son modèle architectural 3D, son modèle d'information du bâtiment (modèle 3D avec caractéristiques fonctionnelles) ou son jumeau numérique (modèle 3D avec caractéristiques fonctionnelles et processus dynamiques). Le modèle BIM du bâtiment, de plus en plus répandu dans le secteur de la construction, est examiné plus en détail dans la section suivante.

2.6.2 Modèle BIM du bâtiment

Pour parvenir à un réemploi généralisé, l'information numérique joue un rôle clé dans le processus, car toutes les données pertinentes du bâtiment peuvent être stockées dans un modèle numérique 3D grâce à l'approche du « building information modelling » (BIM). Le niveau d'information qu'un modèle 3D BIM doit contenir relève de la responsabilité de toutes les parties prenantes du projet. Les normes ISO EN ISO 19650-1 [16] et EN ISO 19650-2 [17] introduisent le concept de niveau ou de besoin d'information (LOIN), pour lequel il est suggéré que chaque acteur du projet définisse les informations pertinentes à stocker pour les besoins de l'élément dans un projet spécifique. Les concepts clés du point de vue de l'ingénierie structurale sont proposés dans le Tableau 2.3 et le

Tableau 2.4.

Tableau 2.3. Catégories d'informations proposées pour la définition de la LOIN : définition générale

Catégorie	Description
Contexte	Pour chaque cycle de vie : le contexte/le moment où/quand l'élément structural a été utilisé
Acteurs du projet	Pour chaque cycle de vie : acteurs impliqués dans les disciplines concernées
Objectif	Pour chaque cycle de vie : les objectifs de l'élément
Identification	Pour chaque cycle de vie : l'identité de l'élément de charpente en acier et sa traçabilité jusqu'à l'information numérique
Conception	Pour chaque cycle de vie : conditions de conception pertinentes et résultats de la conception pour le bâtiment et l'élément

Fabrication et montage	Pour chaque cycle de vie : documents relatifs à la fabrication et aux procédures et à la qualité
Provenance et caractéristiques	Traçabilité complète du matériau de l'élément, y compris les enregistrements et les certificats

Tableau 2.4. Catégories d'informations proposées pour la définition du LOIN : données pertinentes possibles

Catégorie	Description
Contexte	Pour chaque cycle de vie : description du projet, détails du site, date de construction, etc.
Acteurs du projet	Pour chaque cycle de vie : architectes, ingénieurs, entrepreneurs, etc.
Objet	Caractéristiques telles que le caractère porteur ou non, la fonction structurale (poutre, contreventement de poteau), l'état (permanent, temporaire), etc.
Identification	Pour chaque cycle de vie : numéro d'identification de l'élément, emplacement (par exemple, numéro d'étage, numéro de bloc), autre propriété visuelle pertinente ; taille de la section, etc.
Conception structurale	Si l'élément appartient à un système structural primaire ou secondaire (par exemple selon l'EN 1998-1), classe de ductilité selon l'EN 1998-1, classement au feu, température critique, facteur d'utilisation et/ou résistances, détails des connecteurs, fréquence plancher/élément/facteur de réponse, déformations en service, charge du projet (charges sur les planchers, action du vent, charge de neige, etc.), type de connexions (articulées, rigides ou semi-rigides – spécifier la rigidité), moment de flexion et forces de cisaillement maximales sur l'élément et, pour la conception des assemblages, efforts à transmettre, etc.
Fabrication et montage	Pour chaque cycle de vie : entreprise de fabrication, date de fabrication, norme d'exécution (par exemple EN 1090-2), classe d'exécution, dossiers de fabrication (numéro de projet), entreprise de montage, date de montage, détails du revêtement/de la galvanisation (classe, durabilité, épaisseur/masse).
Provenance et caractéristiques	<u>Acier neuf</u> : producteur, numéro/ID du document de contrôle/certificat matière (EN 10204), norme du produit (matériau et géométrie), condition de livraison, nuance d'acier, énergie de rupture et qualité Z, condition de livraison du traitement thermique, etc. <u>Acier récupéré</u> : revendeur, norme de référence (par exemple EN 10025-2 ou EN 10219-1), nuance et qualité, propriétés pertinentes selon EN 1090-2 section 5.1 (valeurs mesurées/déterminées et valeurs de calcul), référence de la documentation interne du revendeur, normes de produit (par exemple EN 10365 et EN 10034), etc.

Les propositions du Tableau 2.4 peuvent servir de référence pour définir le niveau d'information stocké pour les éléments en acier dans le cadre d'un modèle BIM. Les références [18] à [20] peuvent être utilisées pour aider à établir le niveau d'information requis par le modèle BIM. Les recommandations du document CWA 17316 [21] peuvent être utilisées pour faciliter l'échange d'informations.

2.6.3 Traçabilité des produits en acier en vue d'un réemploi futur


Afin d'éviter une vérification coûteuse des propriétés des produits et des matériaux, il convient de créer un lien entre les produits physiques et leurs informations numériques (le système de traçabilité). Généralement, un système de traçabilité des composants est mis en place au cours des processus de fabrication et de montage. Cependant, il n'est généralement pas conservé pendant la durée de vie du bâtiment. Il est recommandé de mettre en place un système plus durable pour toute la durée de vie du bâtiment et de le relier à un modèle numérique où les informations pertinentes sur le bâtiment et les éléments peuvent être conservées. Cette mesure facilitera le réemploi de la charpente en acier sans qu'il soit nécessaire de procéder à des essais supplémentaires.

À cette fin, il convient de mettre en place un étiquetage permanent et d'appliquer les marques directement sur les éléments en acier de la structure. Les marques doivent être uniques pour chaque groupe d'éléments ayant les mêmes caractéristiques nominales, mais il est recommandé que les marques soient différentes pour chaque composant, afin de relier ce composant aux résultats spécifiques de la mesure, de l'évaluation, de l'essai ou de l'inspection.

Les étiquettes permanentes sont par exemple des plaques gravées au laser avec des informations visibles ou des étiquettes d'identification par radiofréquence (RFID) avec des informations lisibles par un scanner RF. Les deux méthodes doivent comporter un identifiant unique qui peut être lié aux informations stockées numériquement ; par exemple, l'identifiant gravé au laser peut être un code QR, un code-barres ou un simple code d'identification. Les deux méthodes peuvent éventuellement contenir les informations les plus essentielles (telles que le marquage CE) directement sur l'étiquette. Ces informations peuvent prendre la forme d'un tableau gravé de caractéristiques essentielles ou de données stockées sur la puce mémoire connectée à l'antenne RFID. Un exemple de code QR pour un élément récupéré est présenté dans le Tableau 2.5.

Il est essentiel que les informations numériques (dossier du bâtiment, BIM, etc.) soient disponibles tout au long du cycle de vie du bâtiment et de ses composants pour le propriétaire de l'installation et les autorités compétentes en matière de construction qui délivrent les permis de démolition, de rénovation et de construction. La fiabilité des informations contenues dans les déclarations et les certificats peut être garantie, par exemple, en utilisant des systèmes de traçabilité indépendants (tels que Tracimat en Belgique), des bases de données gérées par les autorités compétentes en matière de construction, des fabricants d'acier ou des blockchains.

Tableau 2.5. Informations proposées à stocker sur une étiquette physique permanente

<p><i>Exemple de code QR possible pour le suivi des composants :</i></p>  <p>(Essayez-moi)</p>	<p>Type : Récupéré Origine : UK, Ascot Âge de l'acier : 1975 ID : C10 Fabricant : Nom Concepteur : Nom Nom Propriétaire : Nom Certificat du propriétaire : AA001 Désignation de l'acier : S355JR Norme de matériau : EN1090-2 cl. 5.1 Limite d'élasticité de calcul (MPa) : 355 Résistance à la traction de calcul (MPa) : 470 Limite d'élasticité mesurée (MPa) : 405 Résistance à la traction mesurée (MPa) : 520 Allongement à la rupture mesuré (%) : 23 CEV mesuré : 0,45 Profil : IPE500 Dimensions : EN 10365 Tolérances : EN 10034</p>
---	--

3 CHARGES ET COMBINAISON D' ACTIONS POUR LES BATIMENTS NEUFS

Les bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée sont chargés par leur poids propre, les charges dues aux équipements du bâtiment, le vent et la neige. Ils peuvent être conçus pour supporter des mezzanines et des chemins de roulement, et comportent souvent des espaces de bureaux annexes, de grands auvents et d'autres éléments architecturaux.

Pour les bâtiments en acier multi-étagés, les charges d'exploitation doivent être ajoutées et sont représentées par des charges uniformément réparties, des charges linéaires ou des charges ponctuelles appliquées sur les toits ou les planchers, ou une combinaison de ces charges.

Les charges de neige et de vent sont spécifiques au site (emplacement, altitude). Elles sont également influencées par la géométrie de la structure et la topographie locale dans le voisinage immédiat du bâtiment. Dans le cas des bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée, ces charges influencent le réemploi d'un bâtiment avec la même disposition et le même espacement des portiques.

3.1 Valeurs caractéristiques des actions

3.1.1 Charges sur les toits

Les charges permanentes sur les toits comprennent le poids propre de la toiture et les charges des équipements telles que la ventilation et les supports d'éclairage, etc. Les poids propres typiques des composants de la toiture sont indiqués dans le Tableau 3.1. Un minimum de 0,10 kN/m² est recommandé pour les éléments secondaires. Pour les charges de service, une valeur nominale de 0,30 kN/m² doit être prévue pour les unités d'éclairage, les tuyaux des systèmes de sprinklage, les conduits de climatisation, etc. mais aussi pour les panneaux solaires. Le Tableau 3.2 présente les poids propres recommandés pour différents types de bardage.

Tableau 3.1. Poids propres des composants de la toiture

Type d'éléments	Poids (kN/m ²)
Couverture simple peau (profilé à courte et longue portée)	0,04 – 0,20
Isolation (laine minérale par 100 mm d'épaisseur)	0,04 – 0,08
Panneaux d'isolation, par 25 mm d'épaisseur	0,07
Isolation en laine de verre, par 100 mm d'épaisseur	0,01
Plateaux (épaisseur 0,4 mm - 0,7 mm)	0,09 – 0,13
Panneaux sandwich (40 mm - 150 mm d'épaisseur)	0,10 – 0,15
Pannes/en acier (répartis sur la surface du toit)	0,03 – 0,08

Tableau 3.2. Poids propres recommandés pour différents types de bardage

Type de couverture	Poids (kN/m ²)
Panneaux sandwich légers (courtes portées, jusqu'à 100 mm d'épaisseur)	0,15
Panneaux sandwich lourds (longues portées, jusqu'à 200 mm d'épaisseur)	0,35
Profilés en tôle d'acier, isolation et membranes (longues portées)	0,60

Les charges d'exploitation sur les toits sont spécifiées dans la clause 6.3.4.2 (1) de l'EN 1991-1-1 et dans les AN des pays. Ces charges sont requises pour l'accès, pour le nettoyage ou l'entretien (catégorie H). Les valeurs recommandées sont $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$ et $Q_k = 1,0 \text{ kN}$. Elles ne doivent pas être ajoutées aux charges de neige ou de vent. Les valeurs généralement adoptées dans les pays européens sont résumées dans le Tableau 3.3 pour des pentes de toit inférieures ou égales à 6°.

Tableau 3.3. Charges imposées pour l'entretien des toitures (catégorie H)

Pays	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Belgique	0,80	1,5
République tchèque	0,75	1,0
Finlande	0,40	1,0
France	0,80	1,5
Allemagne	-	1,0
Irlande	0,60	1,0
Italie	0,40	1,0
Pays-Bas	1,00	1,5
Norvège	0,75	1,5
Portugal	0,40	1,0
Roumanie	0,50	1,0
Slovaquie	0,75	1,0
Espagne	0,40	1,0
Suède	0,40	1,0
Royaume-Uni	0,60	0,9

3.1.2 Charges sur les planchers de mezzanines et les planchers dans les bâtiments multi-étagés

Pour les solutions de planchers légers, une charge de poids propre de 1 kN/m^2 est recommandée pour permettre une adaptabilité future. Pour les profilés laminés à chaud supportant des solutions de plancher lourdes, telles que des planches préfabriquées, ce poids propre peut être de 3 à $4,5 \text{ kN/m}^2$ en fonction de la portée et de l'épaisseur de la dalle. Une tolérance minimale de $1,75 \text{ kN/m}^2$ est recommandée pour les finitions et les services. Le Tableau 3.4 présente les poids typiques des éléments de construction des bâtiments multi-étagés.

Tableau 3.4. Poids typiques des éléments de construction [22]

Élément	Poids [kN/m ²]
Éléments préfabriqués (portée de 6 m, conçus pour une charge d'exploitation de 5 kN/m ²)	3,5 à 4,5
Dalle mixte (béton de poids normal, 140 mm d'épaisseur)	2,8 à 3,5
Dalle mixte (béton léger, épaisseur 130 mm)	2,1 à 2,5
Services (éclairage)	0,25
Plafonds	0,1
Structure en acier (faible hauteur : 2 à 6 étages)	0,35 à 0,50
Structure en acier (hauteur intermédiaire : 7 à 12 étages)	0,40 à 0,70

Les charges d'exploitation appliquées sur les planchers sont indiquées dans la clause 6.3.1.2(1) de l'EN 1991-1-1 et dans les AN des pays pour les bureaux et de bâtiments résidentiels. Elles sont résumées dans le Tableau 3.5. Une valeur de 3,0 kN/m² est recommandée pour les bureaux et de 2,0 kN/m² pour les espaces résidentiels, en tant que valeurs standards.

Tableau 3.5. Charges d'exploitations pour les zones résidentielles/bureaux et pour les planchers mezzanines

Pays	<i>Résidentiel* (catégorie A)</i>		<i>Bureaux (catégorie B)</i>	
	<i>q_k (kN/m²)</i>	<i>Q_k (kN)</i>	<i>q_k (kN/m²)</i>	<i>Q_k (kN)</i>
Belgique	2,00	2,00	3,00	3,00
Finlande	2,00	2,00	2,50	2,00
France	1,50	2,00	2,50	4,00
Allemagne	1,50	2,00	2,00	2,00
Irlande	1,50	2,00	3,00	4,50
Italie	2,00	2,00	3,00	2,00
Pays-Bas	1,75	3,00	3,00	3,00
Norvège	2,00	2,00	3,00	2,00
Portugal	2,00	2,00	3,00	4,00
Roumanie	1,50	2,00	2,50	4,50
Espagne	2,00	2,00	3,00	4,00
Suède	2,00	2,00	2,50	3,00
Royaume-Uni	1,50	2,00	2,50	2,70
* Planchers seulement				

3.1.3 Charges de neige

Les charges de neige dépendent du climat local, du terrain, de la pente du toit, du type de toit et de la géométrie du bâtiment. L'EN 1991-1-3 [23] précise que les charges de neige doivent être déterminées dans des conditions normales (situation de projet durable) et dans des conditions exceptionnelles (situations de projet accidentelles). Les charges de neige sur les toits, telles qu'elles apparaissent dans la clause 5.2(3), sont indiquées ci-dessous :

- Pour les situations de projet durable :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.1)$$

- Pour les situations de projet accidentelles avec charge de neige exceptionnelle :

$$s = \mu_i C_e C_t C_{esl} s_k \quad (3.2)$$

- Pour les situations accidentelles avec accumulation de neige exceptionnelle :

$$s = \mu_i s_k \quad (3.3)$$

où

- μ_i coefficient de forme de la charge de neige ;
- s_k valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol (période de retour de 50 ans) ;
- C_e coefficient d'exposition qui varie en fonction de la topographie,
- C_t coefficient thermique ;
- C_{esl} coefficient de charges exceptionnelles.

Les valeurs recommandées pour ces différents coefficients pour une pente de toit inférieure ou égale à 6° sont :

$$\mu_i = 0,8 \quad C_e = 1,0 \quad C_t = 1,0 \quad C_{esl} = 2,0.$$

Les variations de la charge de neige sont principalement dues à s_k . La partie 1-3 de l'EN 1991 divise l'Europe en neuf régions climatiques différentes et définit des zones pour calculer s_k en fonction de l'altitude. Quatre classes de neige différentes sont proposées. Pour chaque classe, une valeur recommandée de s_k est proposée pour permettre le réemploi dans les régions à neige identique et inférieure au Tableau 3.6 et à la Fig. 3.1.

Tableau 3.6. Classes de neige S1 à S4 proposées pour le calcul

Pays	s_k (kN/m ²)			Classe de neige
	Min. a)	Moyenne du pays b)	Min. Valeur européenne	
Finlande	2,00	2,75	2,00	S1
Roumanie	1,50	2,00		
Norvège	1,50	3,50		
Suède	1,50	2,50		
Allemagne	0,45	0,85	1,00	S2
Italie	0,60	1,00		
Royaume-Uni	0,45	0,65	0,70	S3
France	0,45	0,65		
Irlande	0,40	0,55		
Pays-Bas	0,70	0,70		
Belgique	0,50	0,70		
Portugal	0,10	0,30	0,40	S4
Espagne	0,30	0,40		
a) En supposant l'altitude moyenne pour la zone la moins critique du pays				
b) En supposant l'altitude moyenne pour la zone représentant la plus grande partie du pays				

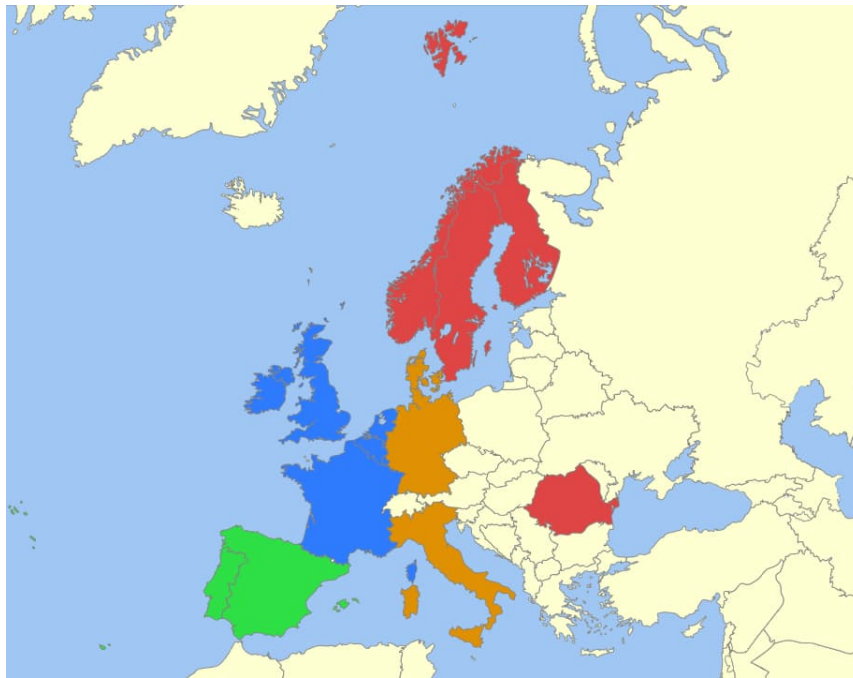


Fig. 3.1 Classes de calcul proposées pour la carte des charges de neige sur la base du Tableau 3.6

3.1.4 Charges de vent

La norme EN 1991-1-4 [24] traite les pressions du vent comme des charges statiques équivalentes. La vitesse de base du vent est basée sur la vitesse moyenne du vent sur 10 minutes pour l'emplacement géographique considéré. Elle est modifiée pour prendre en compte les effets de l'orographie, de la rugosité du terrain et de la durée d'exposition au vent pour laquelle une pression dynamique est calculée. Celle-ci est ensuite convertie en force appliquée sur la surface à l'aide de coefficients de pression ou de force, qui dépendent de la forme du bâtiment.

La vitesse de base du vent $v_{b,0}$ est définie dans l'article 4.2 de la norme EN 1991-1-4 en fonction du coefficient de direction du vent c_{dir} et du coefficient de saison c_{season} , qui modifient la vitesse de base du vent $v_{b,0}$ comme suit :

$$V_b = c_{dir} c_{season} V_{b,0} \quad (3.4)$$

La valeur de $v_{b,0}$ est un choix national pour une période de retour de 50 ans. Le Tableau 3.7 présente les limites de ce paramètre et la moyenne dans divers pays européens [25]. Sur la base de ces valeurs, une valeur européenne minimale pour $v_{b,0}$ est proposée et quatre classes de vent différentes sont définies (Fig. 3.2 et Tableau 3.7). La pression de vitesse de base pour chaque classe européenne $v_{b,class}$ peut être obtenue à partir de l'équation (4.10) de l'EN 1991-1-4, comme suit :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (3.5)$$

où ρ est la masse volumique de l'air et la valeur proposée est de $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Les pressions de vent sont ensuite utilisées pour obtenir la pression de pointe à une hauteur spécifique.

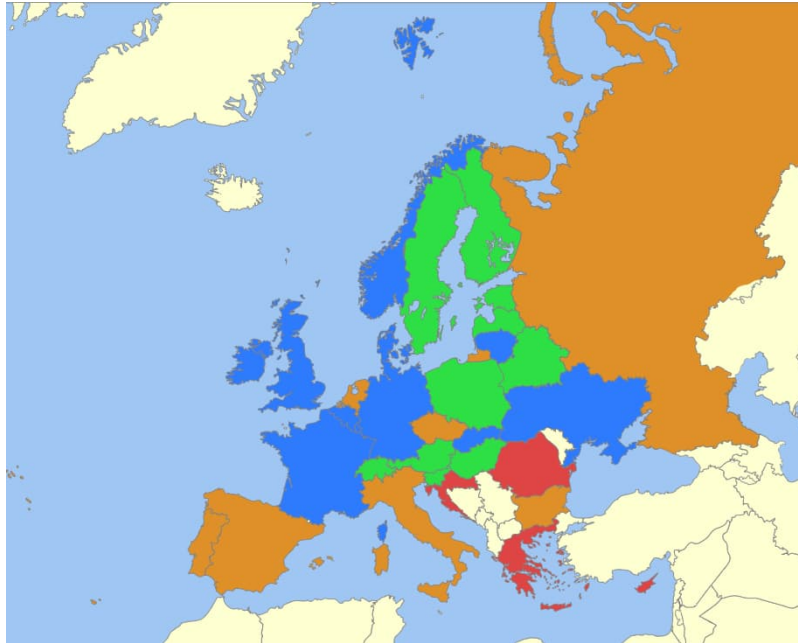


Fig. 3.2 Classes de calcul proposées pour la carte des charges de vent sur la base du Tableau 3.7

Tableau 3.7. Vitesse de base du vent selon les pays européens : classes de vent

Pays d'origine	$v_{b,0}$ (m/s)			$q_{b,0,moyenne}$ (kN/m ²)	$v_{b,0,classe}$ (m/s)	$q_{b,classe}$ (kN/m ²)	Classe de vent
	Min.	Max.	Moyenne				
Croatie	20	48	29	1,05	>28	1,20	W1
Chypre	24	40	29	1,05	>28		
Grèce	27	33	29	1,05	>28		
Roumanie	27	35	31 ^{a)}	1,20	>28		
Bulgarie	24	36	27	0,91	28	0,98	W2
République tchèque	23	36	27	0,91	28		
Italie	25	31	27 ^{a)}	0,91	28		
Pays-Bas	25	30	27 ^{a)}	0,91	28		
Portugal	27	30	27 ^{a)}	0,91	28		
Russie	20	44	27	0,91	28		
Espagne	26	29	27 ^{a)}	0,91	28		
Belgique	23	26	24	0,72	26	0,85	W3
Danemark	24	27	25	0,78	26		
France	22	28	24 ^{a)}	0,72	26		
Allemagne	23	30	25 ^{a)}	0,78	26		
Irlande	25	28	26	0,85	26		
Lituanie	24	32	26	0,85	26		
Luxembourg	24	24	24	0,72	26		
Norvège	22	31	25	0,78	26		
Slovaquie	24	26	24	0,72	26		
Royaume-Uni	22	32	25 ^{a)}	0,78	26		
Ukraine	24	31	26	0,85	26		
Autriche	18	28	21	0,55	23	0,66	W4
Bélarus	22	24	22	0,61	23		
Estonie	21	21	21	0,55	23		
Finlande	21	26	22 ^{a)}	0,61	23		
Hongrie	24	24	23	0,66	23		
Lettonie	21	27	23	0,66	23		
Pologne	22	26	23	0,66	23		
Slovénie	20	30	23	0,66	23		
Suède	21	26	22	0,61	23		
Suisse	20	24	21	0,55	23		

^{a)} Valeur couvrant la plus grande partie du territoire de la norme AN/locale

Pour les besoins du dimensionnement, il est nécessaire de calculer la pression de pointe de la vitesse $q_p(z)$ à la hauteur z , qui comprend les fluctuations de la vitesse moyenne et à court terme, selon l'expression suivante (EN 1991-1-4, clause 4.5) :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.6)$$

où :

$I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence à la hauteur z , définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent ;

ρ est la masse volumique de l'air, qui dépend de l'altitude, de la température et de la pression barométrique auxquelles on peut s'attendre dans la région pendant les tempêtes de vent ;

$c_e(z)$ est le facteur d'exposition ;

q_b est la pression de la vitesse de base ;

$v_m(z)$ est la vitesse moyenne du vent à une hauteur z au-dessus du terrain, qui dépend de la rugosité du terrain et de l'orographie, ainsi que de la vitesse de référence du vent, v_b , et doit être déterminée à l'aide de l'expression suivante :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (3.7)$$

$c_r(z)$ est le coefficient de rugosité ;

$c_0(z)$ est le coefficient d'orographie, pris égal à 1,0 dans les cas où l'orographie (par exemple, collines ou falaises) augmente la vitesse du vent de moins de 5 % ou lorsque la pente moyenne du terrain au vent est inférieure à 3 %. Le terrain au vent peut être considéré jusqu'à une distance égale à 10 fois la hauteur de l'élément orographique isolé. Les effets de l'orographie peuvent être calculés conformément à la norme EN1991-1-4, annexe A.3. Les annexes nationales peuvent imposer des modifications à cette procédure.

Les effets d'orographie et de rugosité dépendent trop de l'emplacement du bâtiment pour permettre des recommandations spécifiques pour le réemploi. Toutefois, en règle générale, il est recommandé de maintenir le rapport entre la pression de vitesse de base et la pression de vitesse de pointe à 15 m de : $q_p(15)/q_b \geq 1.15$ tout en utilisant les classes de charge de vent proposées dans le Tableau 3.7 et la Fig. 3.2.

3.1.5 Conseils pour l'utilisation des classes de vent et de neige

Le processus de dimensionnement proposé pour les bâtiments neufs comprendra essentiellement les étapes suivantes :

- définir les charges de neige et de vent en fonction de l'emplacement du bâtiment, en tenant compte des paramètres définis au niveau national ;
- comparer les charges de neige et de vent en fonction de l'emplacement du bâtiment avec les valeurs définies pour les différentes classes de calcul proposées dans le Tableau 3.6 et le Tableau 3.7. Les concepteurs peuvent souhaiter respecter les valeurs moyennes nationales proposées ou les valeurs des classes de charge européennes ;
- un jugement technique est nécessaire pour évaluer les coûts de l'augmentation des charges de calcul jusqu'aux valeurs proposées dans le Tableau 3.6 et le Tableau 3.7.

Le jugement technique doit tenir compte du résultat final du processus de dimensionnement, et non d'une simple comparaison entre la charge en fonction de l'emplacement du bâtiment et les valeurs proposées dans le Tableau 3.6 et le Tableau 3.7.

Dans les scénarios de conception pratiques, les tailles de section disponibles peuvent conduire à un facteur d'utilisation non optimisé pour les éléments structuraux, ce qui peut permettre d'augmenter les charges de calcul sans augmenter les coûts de la solution. Les concepteurs peuvent souhaiter documenter la capacité ELU de la structure, c'est-à-dire quelles charges caractéristiques de neige et de vent sont admissibles pour la structure.

Malgré l'utilisation des valeurs proposées pour les classes de calcul, des différences entre les résultats de dimensionnement basés sur différents paramètres définis dans les annexes nationales sont susceptibles de se produire. L'utilisation des valeurs nationales moyennes ou des valeurs proposées pour les classes de charge européennes, associée à la documentation de la capacité portante de la structure, augmentera les possibilités de réemploi.

3.1.6 Adaptation des valeurs caractéristiques des charges sur la base de la période de retour

Les valeurs caractéristiques des actions variables selon l'EN 1991 sont calibrées pour une durée de vie de 50 ans. Pour une durée de vie inférieure, les concepteurs peuvent souhaiter réduire les valeurs caractéristiques des actions variables (recommandé uniquement pour les bâtiments existants ou pour un scénario de relocalisation de l'ensemble de la structure). Pour une durée de vie supérieure à 50 ans, la valeur caractéristique des actions variables peut être corrigée.

Charge de neige

Selon l'annexe D de l'EN1991-1-3, pour des périodes de retour supérieures à 5 ans, si les données disponibles montrent que la charge de neige maximale annuelle peut être supposée suivre une distribution de probabilité de Gumbel, alors la relation entre la valeur de la charge de neige s_n pour une période moyenne de retour de n années et la valeur s_k est donnée par la formule :

$$s_n = s_k \left\{ \frac{1 - V_x \frac{\sqrt{6}}{\pi} \ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722}{(1 + 2,5923 V_x)} \right\} \quad (3.8)$$

où :

s_k est la charge de neige caractéristique sur le sol (avec une période de retour de 50 ans, conformément à la norme EN 1990) ;

s_n est la charge de neige au sol avec une période de retour de n années ;

P_n est la probabilité annuelle de dépassement (équivalente à environ $1/n$, où n est la période de retour correspondante en années) ;

V_x est le coefficient de variation de la charge maximale annuelle de neige, qui peut être défini par l'autorité nationale compétente. Des valeurs comprises entre 0,2 et 0,6 sont proposées à titre indicatif dans l'annexe D de la norme EN1991-1-3.

Les valeurs de s_n/s_k pour différents coefficients de variation sont données dans le Tableau 3.8.

Tableau 3.8. Ajustement de la charge de neige en fonction de la période de retour (EN1991-1-3)

Période de retour de retour	s_n/s_k					
	$V_x=0,20$	$V_x=0,30$	$V_x=0,40$	$V_x=0,50$	$V_x=0,60$	$V_x=0,70$
15	0,87	0,84	0,81	0,79	0,78	0,76
30	0,95	0,93	0,92	0,91	0,91	0,90
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
75	1,04	1,05	1,06	1,07	1,07	1,08
100	1,07	1,09	1,11	1,12	1,13	1,14
125	1,09	1,12	1,14	1,16	1,17	1,18

Le coefficient de variation de la charge de neige peut varier entre 0,30 et 1,15. Des valeurs comprises entre 0,30 et 0,70 sont suggérées comme limite inférieure et valeur moyenne, respectivement [26]. La valeur peut être définie pour des pays spécifiques par des annexes nationales ou d'autres références valables.

Charge de vent

La vitesse moyenne du vent ayant la probabilité p d'un dépassement annuel est déterminée en multipliant la vitesse de base du vent v_b par le facteur de probabilité, c_{prob} , donné par l'expression suivante (Note 4 de la clause 4.2 de l'EN 1991-1-4) :

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (3.9)$$

où :

K est le paramètre de forme dépendant du coefficient de variation de la distribution des valeurs extrêmes ;

n est l'exposant.

Selon l'Eurocode, les valeurs recommandées sont 0,2 pour K et 0,5 pour n . La probabilité p peut être obtenue sur la base de la période de retour, c'est-à-dire que pour une période de retour de 50 ans, $p = 1/50=0,02$, ce qui conduit à $c_{prob} \approx 1,00$. Les valeurs de c_{prob} pour différentes périodes de retour peuvent être trouvées au Tableau 3.9.

Tableau 3.9. Ajustement de la charge de vent en fonction de la période de retour (EN 1991-1-4)

Norme	K	n	c_{prob}					
			Période de retour					
			15	30	50	75	100	125
EN 1991-1-4	0,20	0,50	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,05
Allemagne AN	0,10	1,00	0,91	0,96	1,00	1,03	1,05	1,07
France AN - $p > 0,02$	0,15	0,50	0,94	0,98	1,00	1,02	1,03	1,04
France AN - $p \leq 0,02$	0,20	0,50	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,05
Pays-Bas AN - Zone I	0,20	0,50	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,05
Pays-Bas AN - Zone II	0,234	0,50	0,92	0,97	1,00	1,02	1,04	1,05
Pays-Bas AN - Zone III	0,281	0,50	0,91	0,96	1,00	1,03	1,05	1,06
Royaume-Uni AN	0,20	0,50	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,05
Portugal AN	0,11	1,00	0,91	0,96	1,00	1,03	1,05	1,07

Charges d'exploitation

Comme indiqué dans les sections précédentes, la modification éventuelle de la valeur de la neige et du vent est présentée dans les parties pertinentes de l'EN 1991 au moyen d'un facteur de probabilité c_{prob} . Pour les charges d'exploitation sur les planchers, les valeurs caractéristiques de l'action variable peuvent être adaptées selon la procédure proposée par l'annexe nationale néerlandaise de l'EN 1990, clause A1.1(2) [27] comme suit (voir Tableau 3.10) :

$$q_t = q_{t_0} \left(1 + \frac{1 - \Psi_0}{9} \ln \frac{t}{t_0} \right) \quad (3.10)$$

où :

- q_t est la valeur caractéristique de l'action variable pour la durée de vie nominale donnée ;
- q_{t_0} est la valeur caractéristique de l'action variable pour une durée de vie nominale de 50 ans ;
- Ψ_0 est le coefficient de combinaison d'une action variable (EN 1990) ;
- t est la durée de vie théorique cible ;
- t_0 est la durée de vie nominale standard de 50 ans.

Tableau 3.10. Ajustement de la charge d'exploitation aux planchers en fonction de la période de retour

ψ_0	q_t/q_{t0}					
	Période de retour					
	15	30	50	75	100	125
0,50	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,05
0,60	0,95	0,98	1,00	1,02	1,03	1,04
0,70	0,96	0,98	1,00	1,01	1,02	1,03
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

3.1.7 Action thermique

Les changements de température d'une structure en acier provoquent des déformations thermiques dans les éléments en acier. L'ampleur de la déformation thermique est égale au coefficient de dilatation thermique, qui est indiqué dans l'EN 1993-1-1 comme :

$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ pour des températures inférieures ou égales à $100\text{ }^\circ\text{C}$, multiplié par la différence de la température. Cela correspond à une dilatation de 1,2 mm par degré d'augmentation/de réduction de température par 100 m de bâtiment. Le résultat d'un réchauffement peut être soit une expansion libre de l'élément s'il n'y a pas de maintien, soit une contrainte axiale si l'expansion est entièrement empêchée par des maintiens.

Dans les portiques, avec un contreventement vertical dans les murs latéraux aux extrémités du bâtiment, des forces axiales apparaissent dans les éléments structuraux qui sont continus entre les travées contreventées, en raison de la dilatation thermique. La force axiale dépend de l'évolution de la température depuis la construction du bâtiment et de la rigidité des dispositifs de maintien.

Dans la pratique, les contraintes axiales peuvent être relâchées par le glissement des assemblages boulonnés ou le flambement élastique des éléments secondaires pour libérer la déformation axiale. Les éléments longitudinaux continus tels que les poutres des chemins de roulement, les rails des appareils de levage et les poutres continues doivent être examinés attentivement et conçus pour les charges axiales dues aux changements de température. Les règles fournies par l'EN 1991-1-5 [28] doivent être suivies pour définir l'action thermique. Les éléments très rigides tels que les poutres des chemins de roulement peuvent potentiellement développer des forces importantes dues à la dilatation thermique.

En règle générale, il est suggéré que si des joints de dilatation sont prévus tous les 150 m pour des portiques typiques sans chemin de roulement, les éléments longitudinaux n'ont pas besoin d'être conçus pour résister aux contraintes dues à l'action thermique. Le positionnement des travées de contreventement verticales à mi-chemin entre les joints de dilatation permet une dilatation sans contrainte des deux côtés de la travée de contreventement.

Dans le sens transversal, les changements de température se traduiront par des changements de longueur du portique. Même pour un portique à 4 travées, l'analyse élastique montre que les effets de l'action thermique dans le plan sont suffisamment faibles pour être négligés pour la charpente en acier interne.

Les charpentes en acier des bâtiments multi-étagés se dilatent et se contractent également en fonction des variations de température. Souvent, le changement de température de la charpente en acier elle-même est beaucoup plus faible que tout changement de la température extérieure, parce que la charpente en acier est protégée. Il est recommandé d'éviter les joints de dilatation, si possible, car ils sont coûteux et il peut être difficile de les concevoir correctement pour maintenir une enveloppe extérieure étanche aux intempéries. Au lieu d'utiliser des joints de dilatation, l'ossature peut être analysée en tenant compte des effets du changement de température. Les actions de température peuvent être déterminées à partir de l'EN 1991-1-5, et les combinaisons d'actions vérifiées conformément à l'EN 1990. Dans la plupart des cas, le dimensionnement des éléments ne sera pas impacté.

En l'absence de calculs, la pratique courante pour les bâtiments multi-étagés en Europe du Nord est que des joints de dilatation sont nécessaires lorsque la longueur du bâtiment dépasse 100 m pour les ossatures simples (contreventées) et 50 m pour les constructions continues. Dans les climats plus chauds, la pratique courante est de limiter la longueur à environ 80 m. Ces recommandations ne s'appliquent qu'à l'ossature en acier – des joints de dilatation doivent être prévus dans les façades extérieures rigides telles que la maçonnerie. Lorsque des joints de dilatation sont prévus, ils sont généralement situés aux endroits des changements importants de forme dans le plan du bâtiment, ou aux endroits de changement dans le nombre d'étages, ou pour séparer des parties de bâtiment appuyées sur des fondations différentes.

3.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions pour un état limite donné sont présentées dans la clause 8.3.4 de l'EN 1990 pour différentes situations de projet : durable, c'est-à-dire l'utilisation finale de la structure, transitoire, accidentelle et sismique. Cette section se concentre sur la première utilisation et, par conséquent, seules les combinaisons de charges fondamentales sont prises en compte. Pour l'état limite ultime (ELU), les combinaisons d'actions peuvent être obtenues à partir de l'équation (8.12), ou des équations (8.13) et (8.14) de la norme EN 1990.

Lorsqu'une structure est conçue pour une durée de vie de 100 ans, la fiabilité cible peut être augmentée pour refléter la période d'exposition plus longue. La norme EN 1990 indique des indices de fiabilité de l'ordre de $\beta \approx 5,2$ pour une période de référence d'un an et de $\beta \approx 4,3$ pour 50 ans. Bien que ces valeurs β soient souvent associées à la classe de conséquence 3 (CC3), une structure CC2 avec une durée de vie de conception prolongée peut atteindre la fiabilité requise en adoptant les mesures de différenciation de la fiabilité décrites ci-dessous.

Option A : Amplification des coefficients partiels ($K_{F1}=1,1$)

Le tableau A.1.9 de l'EN 1990 autorise l'utilisation d'un facteur de différenciation de la fiabilité globale K_{F1} . L'application de $K_{F1}=1,1$ aux coefficients partiels pour les actions défavorables dans les combinaisons fondamentales porte la fiabilité à un niveau supérieur. Lorsque K_{F1} est utilisé, les combinaisons de charges doivent être évaluées avec l'équation (8.12) de la clause 8.3.4.2(2) de l'EN 1990 ; les équations (8.13) et (8.14) donneraient une fiabilité plus faible. La surveillance et l'inspection normales (EXC2) ne peuvent être suffisantes que si l'évaluation des risques confirme que l'objectif de fiabilité a été atteint.

Dans le cas contraire, une surveillance accrue (EXC3) doit accompagner l'utilisation de $K_{FI}=1.1$. Une méthode pour le choix des classes d'exécution est donnée dans l'EN 1993-1-1. Il convient également de prendre en compte les choix définis au niveau national.

Les combinaisons de charges fondamentales sont ensuite obtenues à partir de l'expression générale suivante, dans laquelle " + " signifie « à combiner avec » :

$$\underbrace{\sum_{j \geq 1} 1.5 G_{k,j}}_{\text{Action permanente défavorable}} + \underbrace{\sum_{h \geq 1} G_{k,h}}_{\text{Action permanente favorable}} + "1,65 Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} 1,65 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.11)$$

Option B : Choix d'une classe d'exécution et d'un niveau de supervision supérieures

Une autre solution consiste à spécifier une classe d'exécution plus élevée (par exemple, EXC3 ou EXC4) ainsi qu'une inspection et une maintenance renforcées. Cette approche améliore la fiabilité obtenue sans modifier les coefficients partiels appliqués aux actions. Cependant, l'annexe A.5 de l'EN 1993-1-1 stipule qu'une classe d'exécution supérieure ne doit pas être utilisée pour justifier une réduction des coefficients partiels de résistance.

La conception avec $K_{FI}=1.1$ (ou avec EXC3) fournit une capacité supplémentaire qui peut faciliter le déplacement futur ou le réemploi de la structure dans des régions où les paramètres de calcul diffèrent. Le conservatisme initial préserve ainsi la conformité aux exigences de fiabilité à 50 ans pour une classe de conséquence CC2, même après des changements significatifs des paramètres de l'annexe nationale.

L'amplification des coefficients partiels par $K_{FI}=1.1$ ou le choix d'une classe d'exécution supérieure permet d'atteindre les objectifs de fiabilité pour une structure CC2 avec une durée de vie nominale de 100 ans. Le concepteur doit documenter la stratégie choisie, vérifier l'indice de fiabilité en utilisant l'équation (8.12) de l'EN 1990, et s'assurer que les régimes de supervision et d'inspection sont proportionnés aux mesures de différenciation de la fiabilité adoptées.

4 REEMPLOI GRACE A LA CONCEPTION ET AUX DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

4.1 Conception structurale des bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

Trois formes de bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée ont été identifiées pour l'étude des possibilités de faciliter le réemploi par la conception. Elles comprennent des traverses (poutres simples ou continues laminées à chaud, ou structures en treillis) et des poteaux. Les poutres, les poteaux, les assemblages et les pieds de poteau sont les éléments structuraux de l'ossature du bâtiment. En ce qui concerne le réemploi des éléments structuraux ou des portiques entiers, des principes généraux s'appliquent et sont examinés ci-dessous.

L'ossature du bâtiment est d'abord conçue globalement comme un assemblage d'éléments en tenant compte des caractéristiques des assemblages. Pour faciliter le réemploi, les caractéristiques des assemblages doivent être clairement définies et la recommandation générale serait d'utiliser des assemblages articulés ou rigides lors de la première utilisation, si les mêmes éléments sont utilisés dans leur intégralité lors d'une seconde application.

L'analyse structurale permet d'obtenir les forces et les moments internes pour chaque combinaison de charges et de vérifier la résistance et la stabilité des éléments en tenant compte des éléments secondaires. Pour les ELS, les déplacements sont calculés afin de pouvoir évaluer l'acceptabilité du système structural en matière d'effet sur l'enveloppe, les chemins de roulement et l'utilisation générale du bâtiment.

Les systèmes structuraux de base sont présentés schématiquement à la Fig. 4.1.

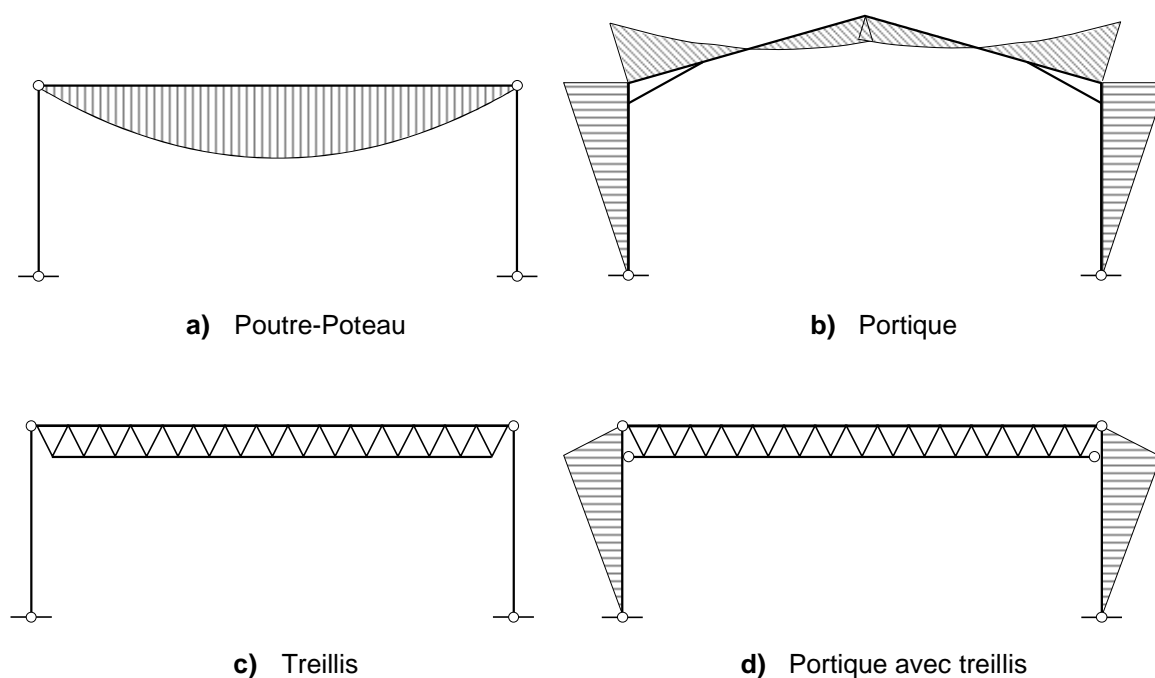


Fig. 4.1 Concepts structuraux pour l'ossature en acier primaire et diagrammes du moment de flexion à partir de l'analyse globale élastique (d'après [29])

4.2 Standardisation des structures en acier d'un seul étage

La capacité à atteindre un niveau raisonnable de standardisation de la structure primaire dépend des éléments suivants :

- la forme de la construction, car les portiques ont des traverses inclinées et les treillis ont des formes générales standardisées ;
- les exigences dimensionnelles de la structure et de l'espacement des portiques ;
- l'utilisation de l'espace et de la nécessité d'une mezzanine, etc. ;
- les charges appliquées à la structure, qui sont susceptibles d'être similaires dans une même région et un même type de bâtiment ;
- l'utilisation minimale de différents composants structuraux et secondaires pour des longueurs d'éléments et des charges données ;
- la conception des assemblages utilisant des boulons et standardisation des composants de ces assemblages ;
- la conception des pignons (portiques d'extrémité) pour qu'ils aient la même forme que les portiques intérieurs ;
- la conception et le dimensionnement des poteaux pour qu'ils puissent servir de poteaux de rive ou de poteaux intérieurs dans un éventuel scénario de portique à plusieurs travées ;
- la conception des segments de jarret au niveau des assemblages en tête de poteau (la solution avec de simples platines d'extrémité, avec d'éventuelles lignes de boulons au-dessus et au-dessous de la traverse, est recommandée). Pour des portées plus longues, une solution avec jarret s'impose pour garantir une résistance suffisante et/ou une rigidité suffisante des assemblages. Le concepteur doit garder à l'esprit que l'introduction d'un renfort de faîtage n'a que peu d'influence sur la conception globale des éléments et sur la stabilité générale de la charpente.

4.2.1 Possibilités de réemploi pour les structures à portique

Un système de portique conventionnel offre la possibilité de réemployer ses composants individuels, car la plupart des éléments sont longs, avec un rapport portée/hauteur de 40 à 50 pour les poteaux et de 50 à 65 pour les poutres (identifiés en vert sur la Fig. 4.2). Les longueurs en vert peuvent être séparées des zones plus critiques (identifiées en rouge sur cette figure) en les coupant pour obtenir des segments de poutres et de poteaux.

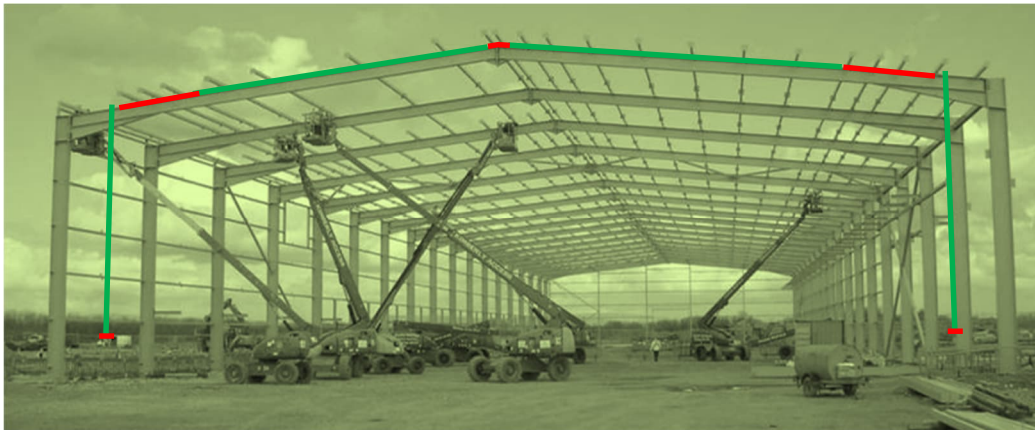


Fig. 4.2 Possibilités de réemploi dans les portiques : segments avec des modifications mineures

Il est recommandé de concevoir les portiques avec les dimensions standardisées suivantes :

- portée en multiple de 3 m. Les portées typiques sont de 30 m, 36 m et 42 m en utilisant des sections laminées ;
- pente du toit de 6° par rapport à l'horizontale ;
- espacement des portiques de 6 m ou 7,5 m ; 7,5 m étant préférable pour les systèmes de pannes et de lisses ;
- poteaux avec une hauteur en tête de 7,5 m en standard (6 m peuvent être utilisés pour des portées de portique inférieures à 30 m, et 7,5 m pour des portées plus longues). La hauteur jusqu'à la face inférieure du jarret peut être inférieure de 1 m par rapport à la hauteur du poteau ;
- dimensionner les poteaux pour la charge supplémentaire d'une mezzanine sur une surface carrée de 7,5 m de côté avec le niveau du plancher à 4 m au-dessus de la dalle du rez-de-chaussée, ce qui nécessiterait des poteaux de 7,5 m de long ; l'approche de la surface carrée garantit que les poteaux peuvent être utilisés dans une éventuelle application future avec plusieurs travées ;
- une longueur du renfort de jarret de 10 à 12 % de la portée et d'une hauteur égale à deux fois celle des traverses ; 10 % étant recommandé comme dimension standard ;
- les pignons doivent être identiques aux portiques intérieurs pour faciliter l'extension du bâtiment ;
- les pieds de poteau avec 4 tiges d'ancrage peuvent être considérés comme nominalement articulés à l'état limite ultime, mais peuvent offrir une certaine rigidité de rotation pour les calculs de déplacement latéral ;

- contreventement sous forme de sections creuses circulaires ou carrées avec une gamme typique de tailles de section transversale (diamètre/largeur) entre 130 mm et 200 mm avec des longueurs entre 3 m et (mais excluant) 12 m entre les portiques ; éviter d'utiliser des contreventements en « X » ; il est préférable d'utiliser peu d'éléments robustes qui peuvent être récupérés sans modifications.

4.2.2 Portique standard avec éléments de jarret et de faîtage soudés

En utilisant les préconisations présentées dans la section précédente, un portique peut être composé d'éléments standardisés pour faciliter le réemploi des poutres et des poteaux soit dans un portique similaire, soit dans un autre bâtiment. Ces composants sont illustrés sur la Fig. 4.3 :

- deux segments de jarret soudés de longueur $L_h \approx 0,1L$ à $0,12L$, où L est la portée totale du portique ;
- un segment de faîtage soudé (1) de longueur $L_a \approx 0,1L$;
- deux poutres de longueur $L_b = 20h_b$, où h_b est la hauteur de la section de la traverse ;
- deux poteaux de longueur totale $L_c = 20h_c$, où h_c est la hauteur de la section du poteau.

La portée totale du portique est donnée par :

$$L = 2 (L_b + L_h) \cos\theta + L_a \quad (4.1)$$

où θ est la pente de la traverse par rapport à l'horizontale = 6° .

La hauteur du jarret, h_h , est d'environ $2h_b$. Il peut être fabriqué à partir de tôles d'acier. La platine d'about de la poutre a généralement une épaisseur de 15 ou 20 mm. Au total, 4×2 ou 6×2 boulons M20 à M24 agissent en traction dans la partie supérieure de l'assemblage et 2×2 boulons M20 à M24 agissent en cisaillement à la base de l'assemblage.

En se basant sur la forme du diagramme du moment de flexion près du faîtage, la taille du segment de faîtage soudé peut être réduite au minimum pour permettre les assemblages entre les poutres.

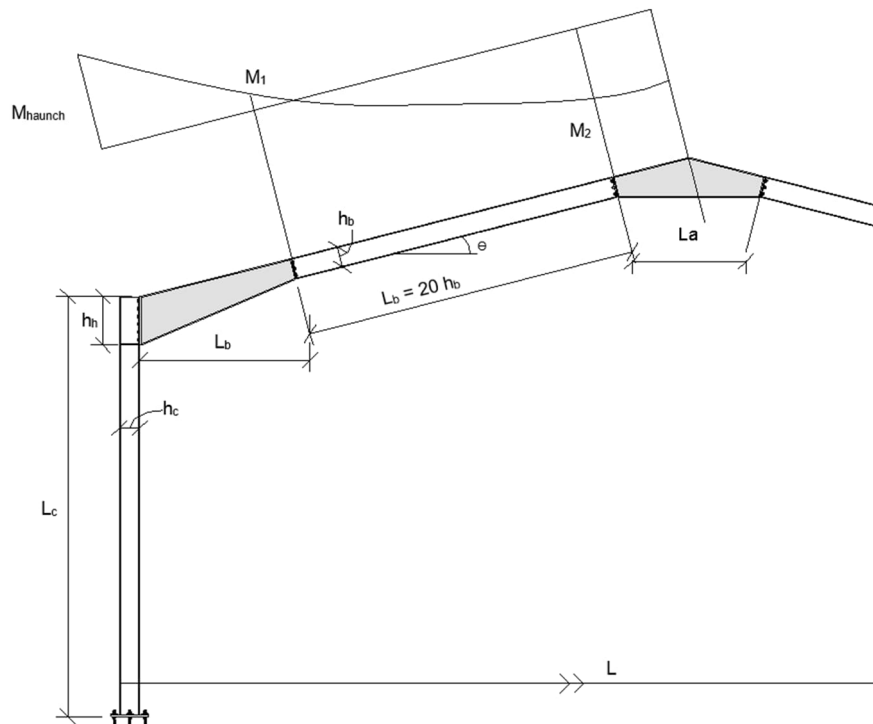


Fig. 4.3 Composants réemployables dans une structure en portique [5]

4.2.3 Poutre de portique avec jarret boulonné

D'autres possibilités d'améliorer la réemployabilité des composants d'un portique sont illustrées à la Fig. 4.4, qui montre un détail d'une poutre boulonnée. Dans ce cas, des boulons précontraints sont utilisés entre les sections individuelles du renfort et de la poutre. Un exemple similaire de ce segment de poutre est illustré à la Fig. 4.5 avec un profil soudé à section variable (en rouge). Le même système peut être utilisé pour le renfort de faîtage comme illustré à la Fig. 4.6.

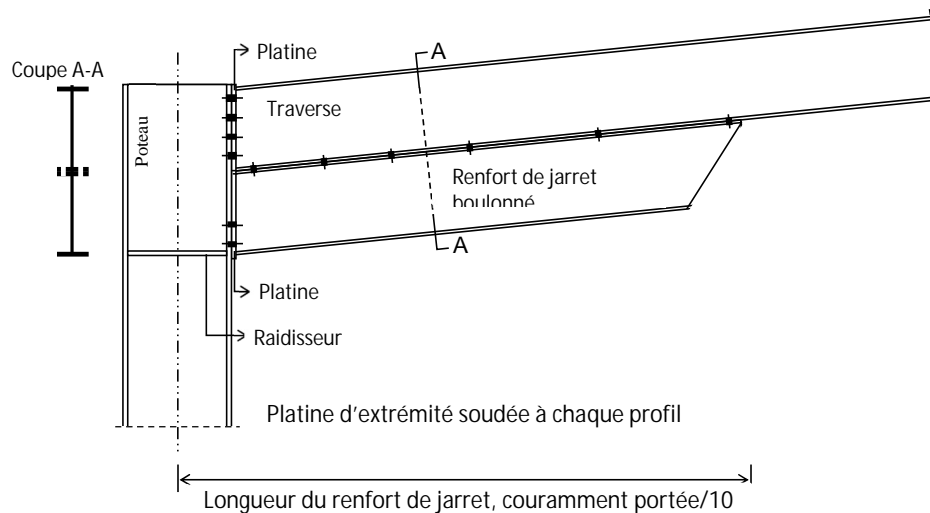


Fig. 4.4 Composants d'un renfort de jarret boulonné dans un portique [5]

La poutre et le jarret ont tous deux des platines d'about soudées individuellement, ce qui permet un comportement d'assemblage similaire à celui d'un assemblage ordinaire en tête de poteau. Les Fig. 4.5 et Fig. 4.6 présentent des alternatives pour les assemblages en tête de poteau.

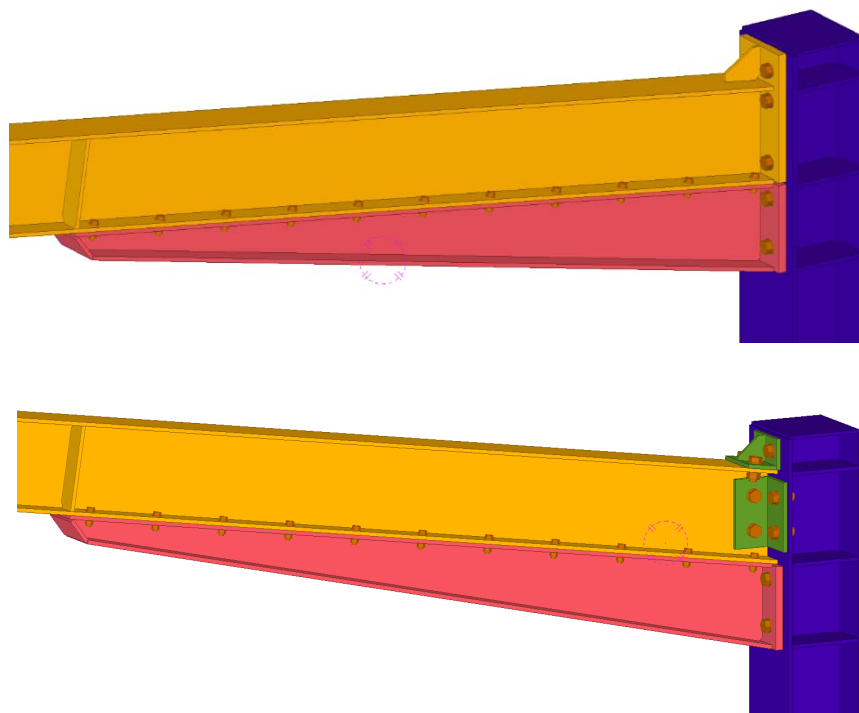


Fig. 4.5 Segment de renfort de jarret boulonné dans un portique

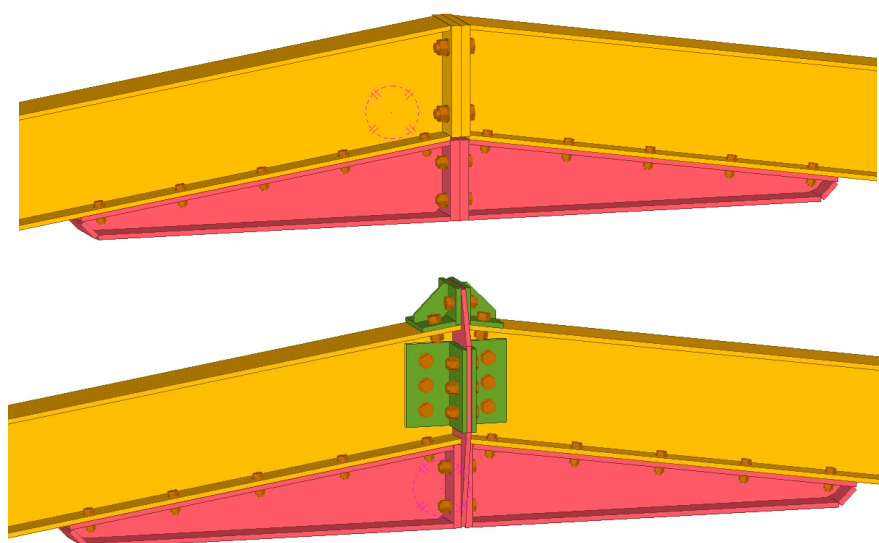


Fig. 4.6 Composants d'un renfort de faitage boulonné dans un portique

4.2.4 Portique avec jambe de force

Pour les portiques de courte et moyenne portée, le renfort de jarret peut être remplacé par une jambe de force utilisant une section creuse carrée (SHS) avec 4 boulons assemblés à la traverse et à la semelle du poteau (voir Fig. 4.7). Ces boulons agissent en cisaillement et en traction en fonction du moment de flexion appliqué. Dans l'exemple, la jambe de force inclinée fait un angle de $45+3 = 48^\circ$ par rapport à l'horizontale, de sorte que les extrémités de la jambe de force ont le même angle par rapport à l'axe de l'élément. La jambe de force est généralement un élément SHS, situé à environ 1 à 1,5 m au-dessous de l'axe de connexion de l'élément. L'âme du poteau et de la traverse devra être raidie localement par un raidisseur. Pour réemployer toute la longueur de la traverse, il faut utiliser une plaque d'extrémité boulonnée compatible avec les applications générales.

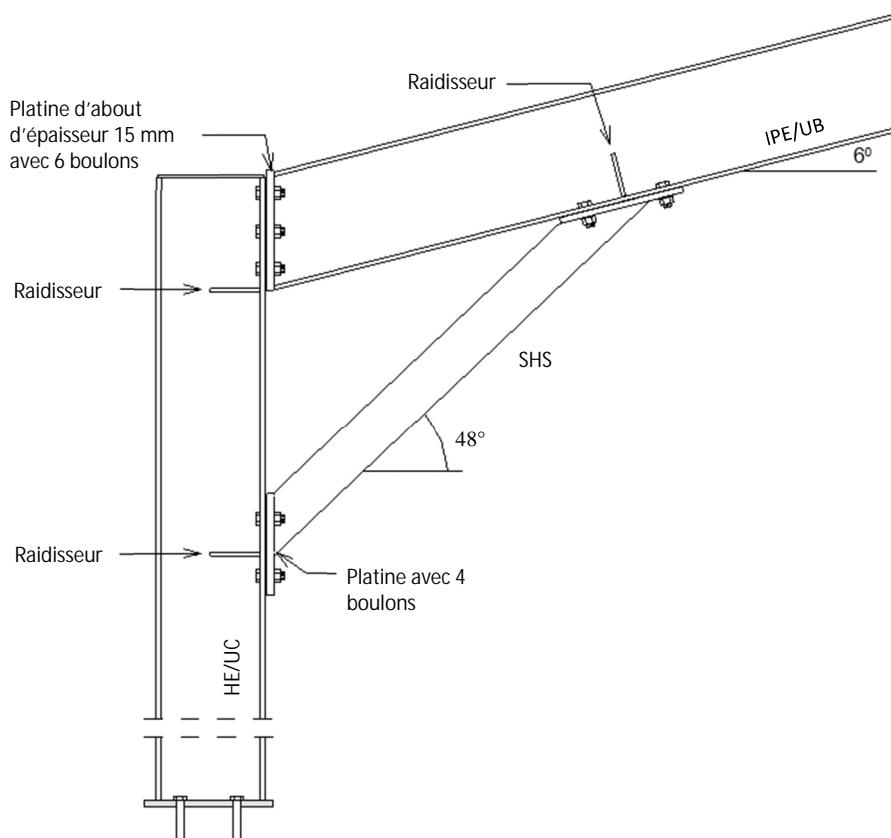


Fig. 4.7 Jarret de type jambe de force dans un portique [5]

Le même type de jambe de force peut être utilisé au faîtage, mais dans ce cas, la jambe de force est horizontale. Elle est moins efficace pour résister à la flexion que la poutre en raison de la faible inclinaison de cette dernière.

4.3 Fixation des poteaux sur les fondations

Il existe trois formes génériques d'assemblages de pieds de poteau qui peuvent être envisagées en fonction de la taille de la structure, à savoir :

- un assemblage articulé utilisant des cornières boulonnées pour les portiques relativement simples et de courte portée. Un exemple est présenté sur la Fig. 4.8 a.

Pour faciliter les opérations d'assemblage, la solution proposée peut être boulonnée à une platine d'extrémité ;

- les assemblages de platines d'about ayant une certaine rigidité en flexion, mais qui sont normalement traités comme des assemblages articulés, à moins que la platine d'about ne se prolonge à l'extérieur du poteau. L'utilisation de raidisseurs soudés supplémentaires n'est pas recommandée pour faciliter le réemploi des poteaux ;
- un « sabot » de poteau, fixé au poteau par des boulons précontraints, comme illustré à la Fig. 4.8 b, qui peut transférer un moment élevé à la fondation. Le sabot de poteau est préfabriqué pour une taille de poteau donnée. Il peut également être combiné avec l'utilisation d'un assemblage boulonné pour un contreventement incliné, comme illustré.



Fig. 4.8 Exemples d'assemblage de pieds de poteau avec poteaux démontables

Il est également utile que les pieds des poteaux soient accessibles pour faciliter le démontage. Ceci évite les dommages éventuels et les travaux de démolition importants. Un exemple de détail permettant d'atteindre cette accessibilité est illustré à la Fig. 4.9.



Fig. 4.9 Exemple d'assemblage de pieds de poteau accessible [30]

4.4 Solutions de treillis réemployables

En principe, le réemploi des treillis en acier soudés est envisageable car les treillis sont reliés aux poteaux par des boulons. Les éléments des treillis sont résistants selon leur axe principal de flexion et sont faciles à démonter. Les treillis soudés sont conçus et fabriqués en fonction d'exigences spécifiques en matière de portée et de charge, et il est difficile d'apporter des modifications à la portée du treillis.

La configuration typique d'un treillis est illustrée à la Fig. 4.10. Il est généralement fabriqué en deux parties qui sont reliées par des manchons au niveau du faîtage et au milieu de la membrure inférieure. Ces assemblages agissent en traction ou en compression, selon la direction de la charge. La liaison avec le poteau peut être articulée ou rigide (par exemple, l'assemblage entre le treillis et le poteau de la Fig. 4.10 est rigide, tandis que celui de la Fig. 4.11 est articulé).

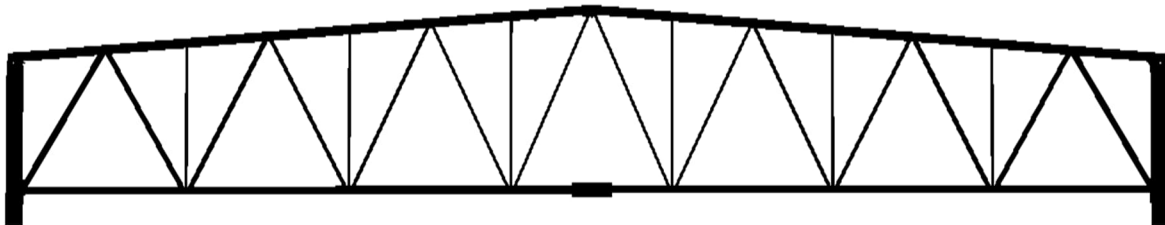


Fig. 4.10 Configuration typique d'une poutre treillis avec une pente de toit de 1: 20 (~3°) [31]

Les principes qui guident le réemploi des systèmes de treillis sont les suivants.

- Les treillis doivent être envisagés pour des portées supérieures à 30 m et sont préférables lorsque des charges importantes sont appliquées en toiture, y compris des services suspendus ou des passerelles.
- Les treillis doivent avoir un rapport portée/hauteur d'environ 20, de sorte qu'un treillis peut avoir une hauteur de 2 m à son sommet pour une portée de 40 m. Ce rapport portée/hauteur de 20 conduit à une grande rigidité vis-à-vis de la flexion.
- En raison de leurs coûts de fabrication plus élevés, les treillis devraient idéalement être placés à 7,5 m ou même 9 m de distance, en fonction de la forme des éléments secondaires.
- Un treillis peut être fabriqué à partir de sections creuses carrées (SHS) dans lesquelles les membrures et les éléments de treillis (diagonale et montant) sont de même largeur afin que des forces axiales élevées puissent être transférées entre éléments sans générer de la flexion dans les parois.
- Pour les treillis de plus de 50 m de portée, il peut être impossible de livrer les treillis en deux segments égaux et des assemblages de continuité intermédiaires peuvent donc être nécessaires. Ces jonctions doivent se faire au quart de la portée.
- La largeur des sections des membrures est normalement choisie de manière qu'elles soient stables en compression sous leur propre poids lorsqu'elles sont soulevées en deux points à un angle supposé de 45°. Pour un segment de treillis de 20 m de long avec des points de levage espacés de 12 m, l'élançement dans le sens transversal ne devrait idéalement pas dépasser 200, auquel cas la largeur minimale serait de 150 mm (c'est-à-dire 150 × 150 SHS ou 150 × 100 RHS).

- La membrure supérieure est relativement stable en compression lorsqu'elle est maintenue par les pannes de toit, mais la membrure inférieure doit généralement être stabilisée à mi-portée en cas de soulèvement du vent sur le toit. Cela peut être réalisé par un bracon incliné assemblé à une poutre au niveau du faîtage.
- Les treillis peuvent être conçus pour transférer d'importants moments de flexion aux poteaux grâce au bras de levier important entre les membrures. Ainsi, les structures utilisant des treillis sont efficaces en matière de résistance aux forces horizontales de vent, à condition que la membrure inférieure soit stabilisée dans la direction transversale.

Une option pour améliorer la réemployabilité des treillis en acier soudés consiste à modifier la configuration typique de manière qu'elles soient toujours livrées en deux pièces de hauteur uniforme avec des membrures supérieure et inférieure parallèles, comme illustré à la Fig. 4.11. Le système devrait permettre l'installation de treillis avec différentes pentes et donc permettre de petites variations dans les portées des treillis. Les deux parties du treillis sont reliées au milieu par des connecteurs spécifiques au projet afin de s'adapter à différentes pentes de toit dans une fourchette de 3° à 10°. Les connecteurs sont conçus avec des boulons précontraints agissant en cisaillement comme illustré à la Fig. 4.12.

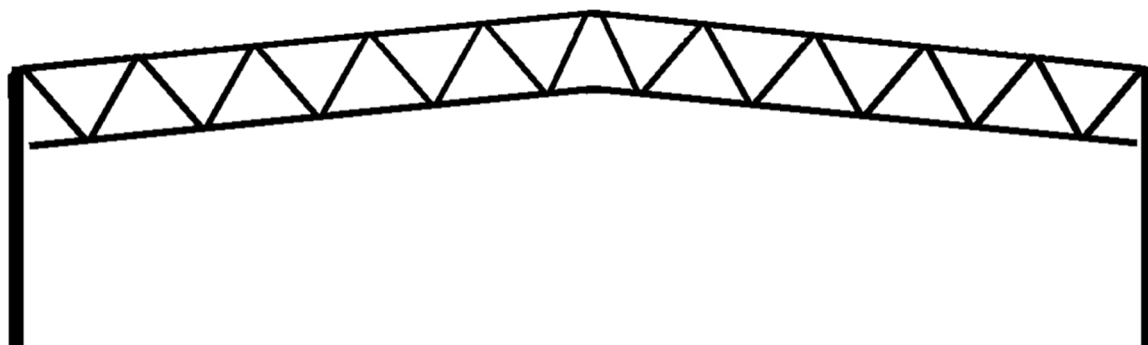


Fig. 4.11 Système de treillis en acier pour une meilleure réemployabilité [31]

Afin de maintenir l'action de portique (assemblage encasté entre ferme en treillis et poteau), un assemblage doit être utilisé entre les extrémités de la membrure inférieure et l'aile du poteau.

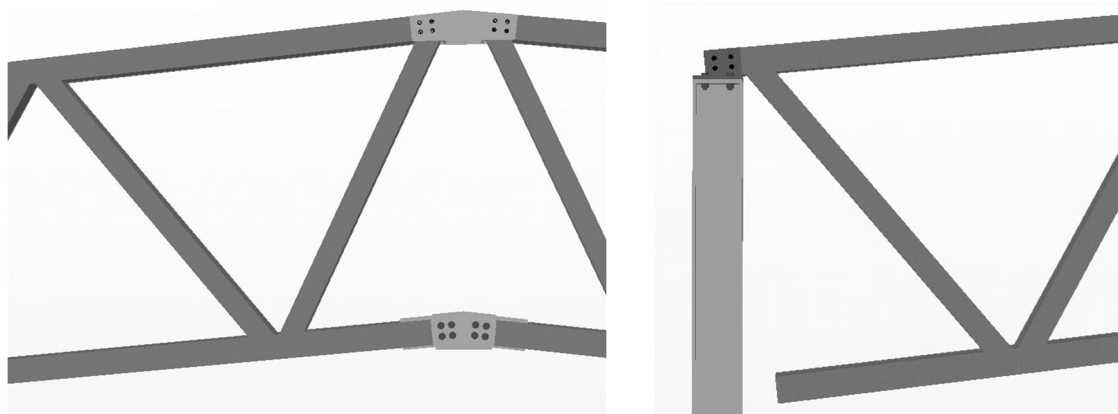


Fig. 4.12 Assemblages permettant l'utilisation de treillis sur différentes pentes [31]

4.5 Structures régulières réticulées

Les structures réticulées offrent de bonnes possibilités de réemploi, car les éléments structuraux peuvent être facilement standardisés. Tous les assemblages entre les éléments peuvent être boulonnés, ce qui permet l'utilisation de détails simples et d'un nombre minimum de boulons. La solution nécessite un système de contreventement dans la direction longitudinale du bâtiment et un contreventement dans le plan du toit. Les portiques de pignon doivent être contreventés pour assurer la stabilité dans le plan des portiques (voir Fig. 4.13). Ce concept est largement utilisé dans les structures temporaires et peut être envisagé pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée de faible portée.

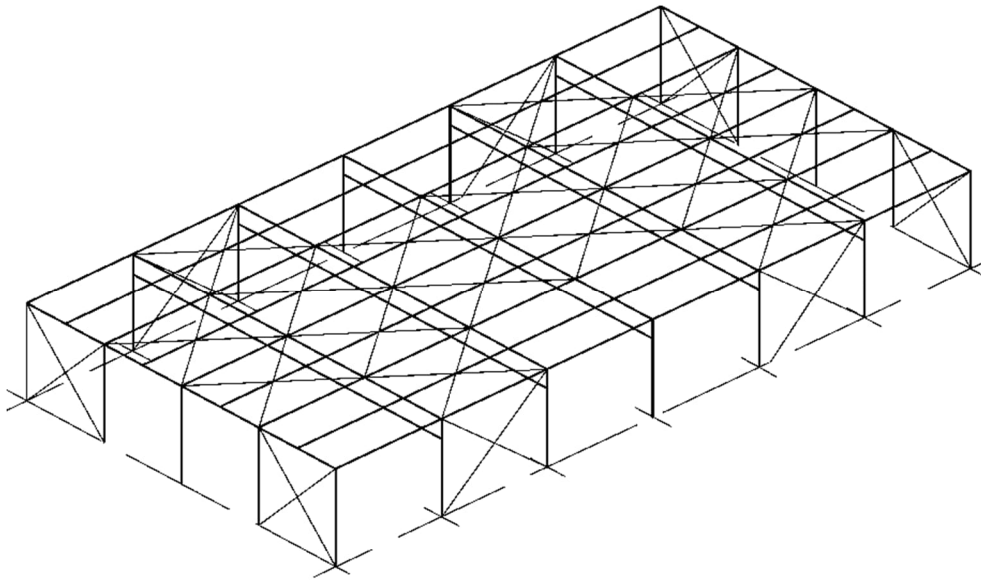


Fig. 4.13 Exemples d'une structure réticulée [5]

4.6 Planchers mezzanines

Il est recommandé que les planchers mezzanines reposent sur une grille de poteaux espacés d'un multiple de 1,5 m, et typiquement de 6 m. Il est proposé d'utiliser une valeur de 4 m comme hauteur standard au-dessus du rez-de-chaussée pour un portique avec une hauteur en tête de 7,5 m. Les mezzanines doivent être constituées d'une grille de poutres avec assemblage par cornière à leurs deux extrémités (voir Fig. 4.14 a). Les éléments de même section doivent avoir les mêmes détails d'assemblage. Lors de l'assemblage des poutres à la semelle d'un poteau, les assemblages par cornières ne sont pas toujours possibles. Dans ce cas, un assemblage sur plats peut être utilisé (voir Fig. 4.14 b). La recommandation générale est que le soudage sur les poutres de plancher ne doit pas être utilisé. Si des poteaux à section creuse sont utilisés, les solutions Hollo-Bolt ou Blind-Bolt sont recommandées (voir Fig. 4.15).

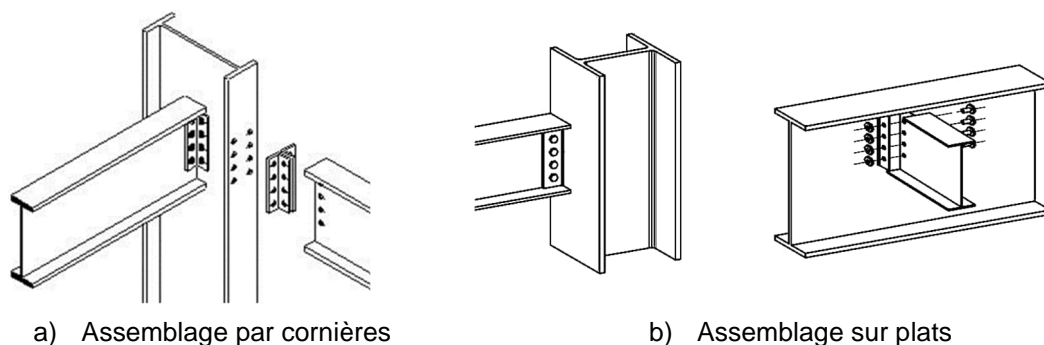


Fig. 4.14 Assemblages recommandés pour les poutres du plancher de la mezzanine



Fig. 4.15 Solutions Hollo-Bolt et Bild Bolt [32]

Le système présenté à la Fig. 4.16, qui peut accélérer les processus de montage et de déconstruction, constitue une alternative aux assemblages par cornières ou plats. Des conseils sur ce concept peuvent être trouvés dans la référence [33].



Fig. 4.16 Connexions Quicon [34]

L'un des détails critiques qui entravent le réemploi des planchers de mezzanine est la connexion permanente entre le plancher et les poutres, comme la solution traditionnelle avec un plancher mixte et des goujons soudés. Pour améliorer la réemployabilité des poutres de plancher, il est recommandé d'utiliser des solutions de plancher démontable telles que celles présentées dans la Fig. 4.17 à la Fig. 4.20. La solution de plancher mixte démontable proposée dans la Fig. 4.20 offre l'avantage de la démontabilité ainsi qu'une

rigidité et une résistance plus élevées grâce à l'action mixte entre la poutre d'acier et la chape de béton placée au-dessus de la tôle d'acier. Des conseils sur l'analyse et la conception de ces systèmes peuvent être trouvés dans la référence [35].



Fig. 4.17 Système de plancher démontable utilisant des éléments préfabriqués et un contreventement de plancher [29]

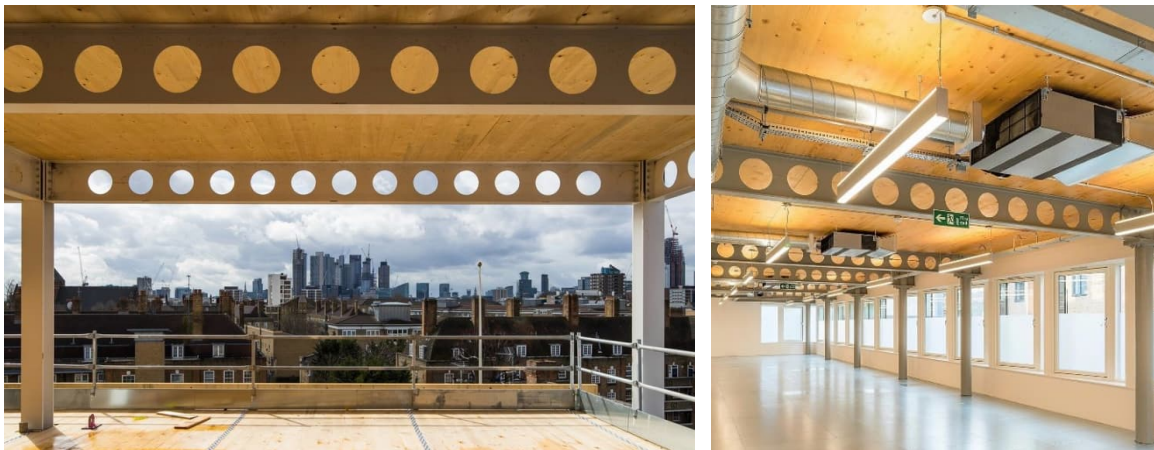


Fig. 4.18 Système de plancher démontable utilisant du bois lamellé-croisé (CLT) [36]

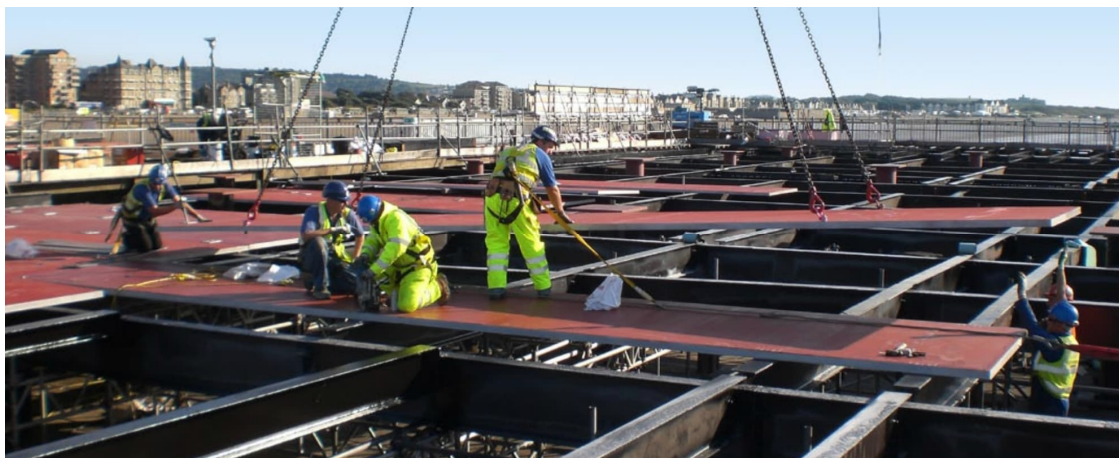


Fig. 4.19 Système de plancher démontable Panneaux SPS – deux tôles d’acier avec noyau en polymère [37]

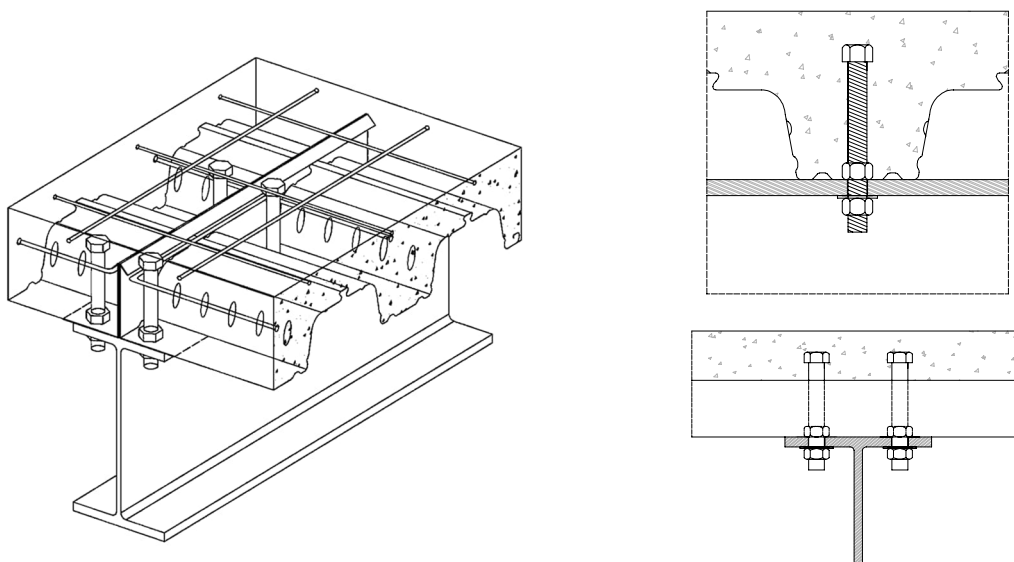


Fig. 4.20 Système de plancher mixte démontable permettant le réemploi des segments de dalles [35]

4.7 Ossature secondaire et bardage

L’ossature secondaire en acier et le bardage sont les deux éléments de construction les plus critiques pour un bâtiment à simple rez-de-chaussée réemployable. Cela s’explique par le nombre considérable de fixations et d’attaches utilisées entre la structure principale, la structure secondaire et le bardage. La suppression de l’un de ces éléments facilitera le processus de déconstruction et de réemploi. C’est pourquoi il est recommandé, dans la mesure du possible, d’utiliser des systèmes de bardage à longue portée qui évitent le recours à une ossature secondaire. Dans les cas où une structure secondaire est utilisée, le nombre de ces éléments doit être réduit au minimum, ce qui contribuera à réduire les fixations entre ces éléments.

4.7.1 Ossature secondaire en acier

Les éléments de l'ossature secondaire se présentent généralement sous la forme de pannes en Z pour les toitures et de lisses en C pour bardages. Les sections en Z sont souvent conçues avec des recouvrements sur les supports pour bénéficier d'une continuité, les pannes étant boulonnées à l'aide de cornières formées à froid sur les ailes supérieures des traverses. Pour faciliter le réemploi des traverses, ces cornières doivent être boulonnées à l'aide de 2 boulons. Un espacement minimum de 1,8 m entre les pannes est recommandé. Pour une portée de 7,5 m, les pannes ont souvent une hauteur de 250 mm.

Dans de nombreux pays, les systèmes de cassettes sont utilisés comme alternative aux lisses de section C, car ils intègrent directement l'enveloppe extérieure et l'isolation. Les cassettes sont plus efficaces lorsque l'espacement entre les poteaux est inférieur ou égal à 6 m.

Les pannes en forme d'oméga peuvent être envisagées pour les applications de réemploi, car elles ne nécessitent pas de cornières supplémentaires puisqu'elles sont directement vissées aux traverses. Cependant, elles ne conviennent généralement pas aux applications à longue portée (portées > 6 m), à moins d'utiliser des recouvrements.

Les barres anti-déversement doivent être évitées autant que possible, car elles nécessitent beaucoup plus de travail sur le chantier. Elles introduisent des trous dans la structure secondaire, ce qui peut nuire à la réemployabilité. Cela peut conduire à une solution plus lourde, bien que le processus d'assemblage soit plus rapide. Les lisses sont généralement dotées de barres anti-déversement qui les maintiennent en place pendant l'installation des éléments de bardage. Avec une analyse et un dimensionnement appropriés tenant compte des actions dans le plan et hors plan, les barres anti-déversement peuvent également être évitées.

4.7.2 Systèmes alternatifs pour l'ossature secondaire en acier

La solution courante pour l'ossature secondaire en acier repose sur des pannes et des lisses formées à froid qui constituent généralement une solution économique pour un espacement de 1,8 m à 2 m entre les éléments. Une mesure possible pour réduire le nombre d'assemblages consiste à utiliser un espacement plus important pour les pannes et les lisses (par exemple, 3,5 à 4 m). Cela nécessitera des pannes plus solides et plus rigides, pour lesquelles on peut utiliser une section creuse (typiquement rectangulaire) ou une section laminée à chaud. L'avantage de la continuité pour l'ossature secondaire peut être obtenu en utilisant le système cantilever (ou système Gerber) bien connu, qui utilise un assemblage articulé dans des éléments continus situés aux points où le moment de flexion est égal à zéro. Pour une section ouverte, le système ne nécessite pas le soudage des éléments en acier aux pannes/lisses. Pour une section ouverte, les cornières de support et autres accessoires ne sont pas nécessaires, car l'ossature secondaire en acier peut être directement boulonnée à la structure primaire (Fig. 4.21 a). Comme alternative, la solution de « serre-joint » peut être explorée, car elle évite de percer des trous dans les éléments en acier (Fig. 4.21 b).

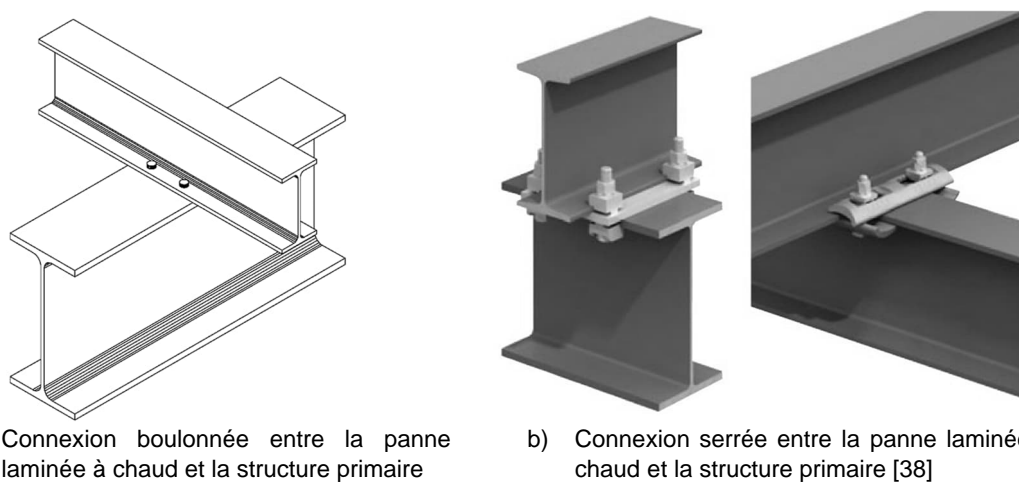


Fig. 4.21 Assemblages entre les pannes laminées à chaud et la charpente en acier primaire

4.7.3 Bardage et couverture

Les systèmes d'enveloppe sont généralement fixés à l'aide de vis autoperceuses ou autotaraudeuses, ce qui affecte la réemployabilité du bardage. En plus des fixations entre l'enveloppe et l'ossature secondaire (pannes, lisses), des vis supplémentaires sont nécessaires entre les différents constituants de l'enveloppe, ce qui augmente le temps nécessaire pour le démontage. Ces fixations sont effectuées au sommet de la nervure du profilé de toiture afin d'éviter les infiltrations d'eau. La nécessité de prévoir des éléments sur les bords du bâtiment augmente la complexité du système, ainsi que le nombre de fixations nécessaires. Les détails des acrotères, les détails de faîtage ou simplement les assemblages des éléments du bardage sont des exemples.

L'aspect clé d'un système d'enveloppe facilement réemployable, concerne le nombre et le type de fixations utilisées entre les éléments d'enveloppe et entre l'enveloppe et la structure secondaire/primaire. Les fixations de type vis sont recommandées pour tous les détails d'attache des éléments d'enveloppe, y compris les façonnés. L'emplacement des vis doit idéalement être masqué par des façonnés de continuité.

Avec des pentes de toit standardisées, il peut être possible de développer des détails standards pour les têtes de poteaux, les acrotères, le faîtage, etc., avec aussi peu d'assemblages vissés que possible, ce qui pourrait réduire le travail de montage et de démontage sur le chantier.

Une mesure potentielle pour rendre la pratique actuelle dans les bâtiments à simple rez-de-chaussée plus efficace pour le réemploi est d'améliorer les fixations des systèmes de bardage à l'ossature secondaire en acier. Les panneaux sandwich ou les plateaux de toiture pourraient être équipés de rails pré-fixés qui permettraient d'ajuster les fixations en fonction de la position de la structure secondaire. Cela peut rendre l'installation du bardage plus complexe. Cependant, avec un tel système, le nombre de connexions pourrait être réduit au minimum, ce qui augmenterait les possibilités de réemploi de l'ossature secondaire et du bardage.

L'étude de solutions innovantes de toiture et de façade avec des éléments de longue portée (portées de 6 à 10 m) présente un intérêt particulier pour améliorer la réemployabilité. Si un système d'assemblage approprié est développé (boulonné ou cramponné avec des points

de démontage clairs), ces éléments pourraient être facilement démontés et réemployés (voir section 4.7.5).

La pratique la plus courante pour les systèmes de bardage de longue portée (de 6 à 8 m de portée) est basée sur des tôles trapézoïdales hautes (Fig. 4.23) ou des panneaux sandwich épais en toiture (Fig. 4.24 et Fig. 4.25) et des panneaux sandwich posés horizontalement sur les façades entre les éléments porteurs (Fig. 4.22). Ces solutions sont courantes en Finlande et en Suède, où les exigences en matière d'isolation thermique requièrent généralement des panneaux épais qui ont par conséquent une capacité portante élevée, ce qui permet leur installation horizontale entre les éléments structuraux primaires sans avoir recours à des pannes.

Une solution possible pour les panneaux sandwich muraux avec des assemblages par serrage est illustrée à la Fig. 4.22.

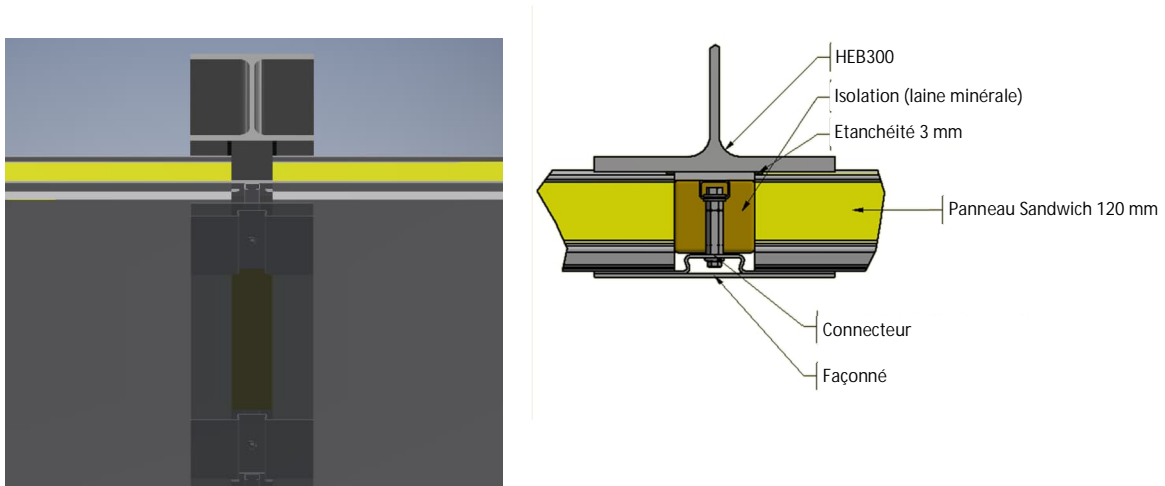


Fig. 4.22 Système de fixation par serrage pour un bardage mural de longue portée



Fig. 4.23 Exemple de système de toiture avec tôle nervurée de hauteur importante [31]

L'utilisation d'une tôle nervurée de hauteur importante convient aux pentes de toit standard de 3° et 6°, pour des traverses en profilés laminés à chaud ou des treillis. La toiture est constituée d'éléments fabriqués comprenant généralement des tôles nervurées, un pare-vapeur, une couche d'isolation (laine minérale ou PUR/PIR) et une membrane (PVC ou bitume). Les tôles nervurées peuvent être continues sur la structure primaire grâce à un recouvrement. On peut supposer un recouvrement typique sur les supports d'une longueur de 10 % de la portée. Comme alternative, les principes du système Gerber peuvent être utilisés, pour lesquels un recouvrement de 150 mm peut être utilisé. Il est recommandé d'utiliser une largeur minimale de 150 mm pour la semelle supérieure afin de supporter les tôles en acier.

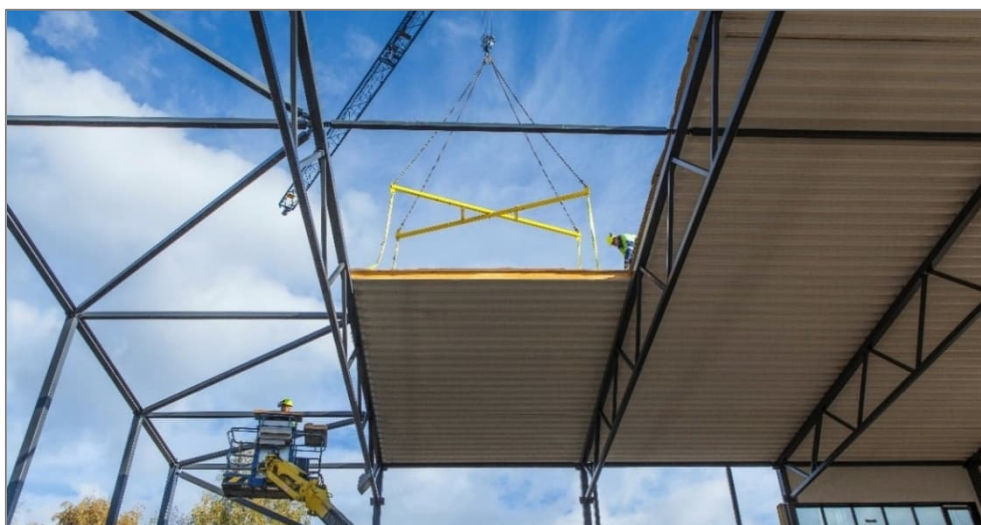


Fig. 4.24 Exemple de système de toiture avec des panneaux sandwich de grande portée [31]

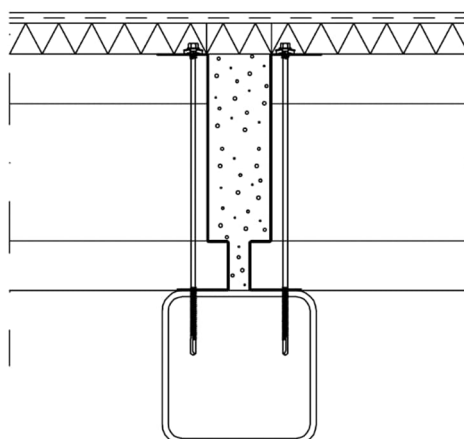


Fig. 4.25 Assemblage entre les panneaux sandwich de longue portée et la structure primaire [31]

4.7.4 Utilisation de cassettes préfabriquées en acier léger dans les structures de portique

Les cassettes préfabriquées sont souvent utilisées dans les planchers et les toits des charpentes en acier légères dans la construction de bâtiments résidentiels. Les cassettes sont

constituées de profilés en C formés à froid qui s'étendent entre des profilés en Z ou en U à leurs extrémités. Sur les planchers, l'espacement des profilés en C est de 400 ou 600 mm et la largeur maximale des cassettes est de 2,4 m pour convenir au transport et au levage mécanique.

La même forme de cassette peut également être utilisée pour les toitures (accessibles uniquement pour l'entretien) et les façades pour des portées de 6 à 7,5 m. La cassette peut être fixée à la semelle supérieure d'une traverse par un profilé de rive en Z, comme illustré Fig. 4.26.

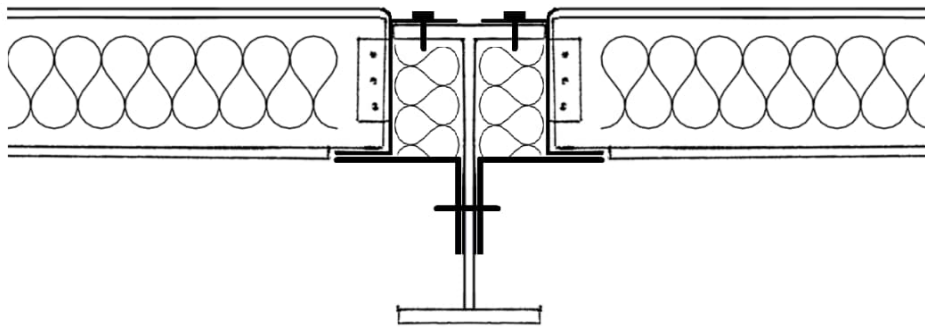


Fig. 4.26 Utilisation d'une cassette isolée préfabriquée pour toiture ou plancher [31]

Une autre solution consiste à placer la cassette sur le dessus de la semelle, auquel cas des profilés en U sont utilisés à ses extrémités (Fig. 4.27 et Fig. 4.28). Un espace entre les cassettes peut être prévu pour faciliter le montage, et peut ensuite être comblé par une fine couche d'isolant. Une largeur minimale de 150 mm de la semelle supérieure est recommandée. Des vis autoperceuses avec rondelles d'étanchéité peuvent être utilisées pour fixer la cassette à la charpente en acier. La solution est également adaptée à une traverse en treillis avec des sections creuses.

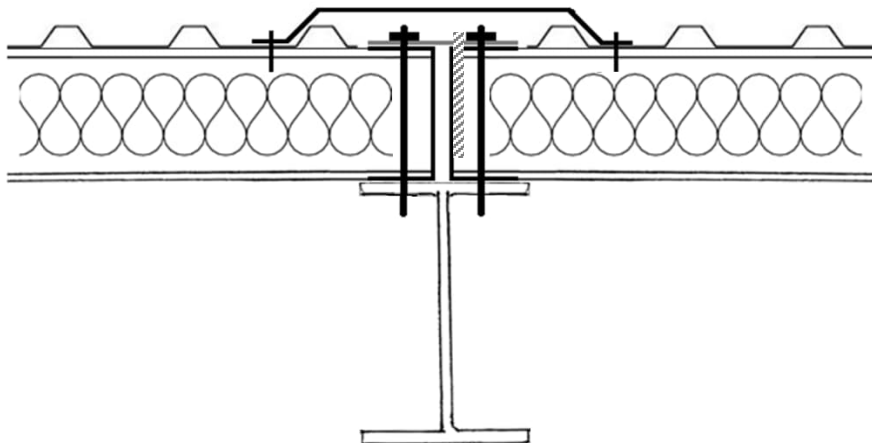


Fig. 4.27 Utilisation d'une cassette isolée préfabriquée supportée par la semelle supérieure [5]

Pour une charge de neige ne dépassant pas 1 kN/m^2 , des profilés en C de 200 mm de hauteur conviennent pour une portée de 6 m et des profilés en C de 250 mm peuvent être utilisés pour une portée de 7,5 m. La cassette est couverte d'un panneau ou d'une plaque de plâtre. La cassette est fabriquée hors site, ce qui assure une protection contre les intempéries pendant le montage.

Les détails d'une cassette de toit typique sont illustrés aux Fig. 4.28 et Fig. 4.29. Pour tenir compte des tolérances, le profilé en Z doit avoir une largeur de 75 mm et une épaisseur de 2 à 3 mm, et être positionné de manière à permettre un appui plat aligné avec la surface des cassettes. Les profilés en C ont une épaisseur de 1,2 à 2 mm et sont placés à un espacement de 600 à 900 mm en fonction des charges sur le toit/le plancher et de la portée de la cassette. Les profilés en C peuvent avoir des âmes perforées pour améliorer la performance thermique du système (perte de chaleur potentielle par pont thermique de l'élément de 70 à 80 % - Fig. 4.29) [31].

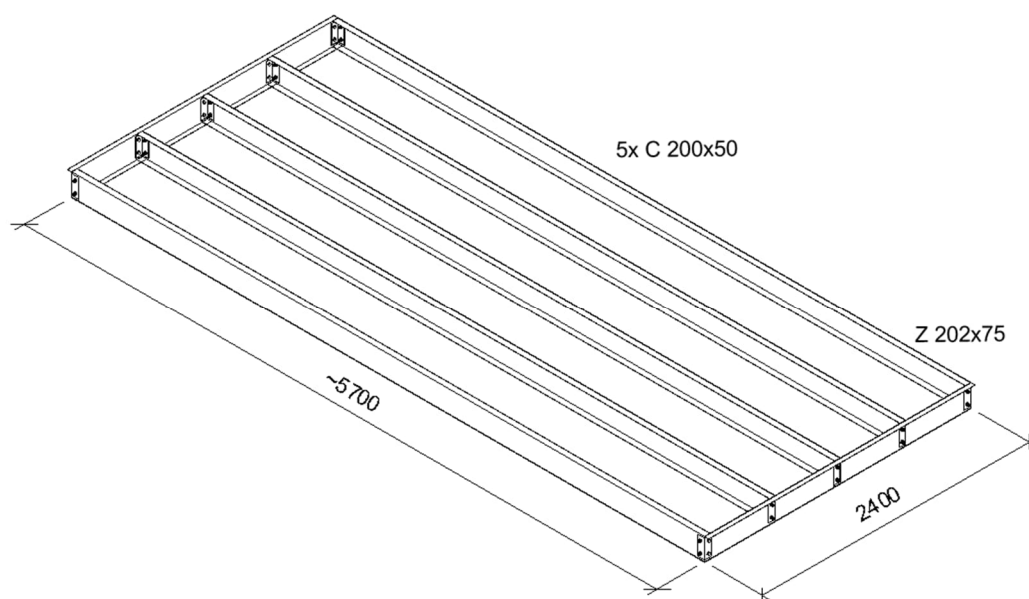


Fig. 4.28 Cassette légère en acier utilisée dans la construction de toits préfabriqués pour un espacement de 6 m entre les poutres (moins la largeur nominale de la poutre de 300 mm) [5]

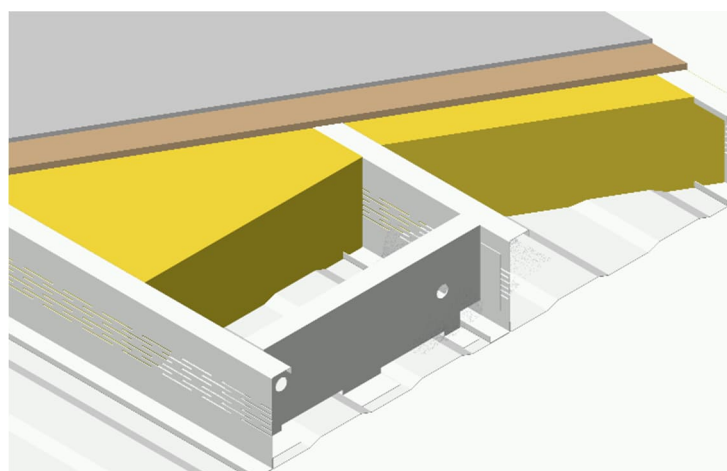


Fig. 4.29 Cassette légère en acier avec âmes perforées [31]

Les sections C ont des connexions fixées avec 3 vis aux sections périmétriques Z/U. Les éventuels filets de vis en saillie sont coupés pour ne pas gêner le placement de la cassette sur la poutre. Dans certains systèmes de cassettes, il est préférable d'utiliser des vis à clin

ou à perforation pneumatique. Toutes les connexions entre les cassettes et entre les cassettes et les traverses doivent être réalisées à l'aide de vis.

Une tôle ou des panneaux OSB peuvent être utilisés pour couvrir la couche d'isolation. Les panneaux doivent avoir une durabilité suffisante si la cassette reste exposée avant la mise en œuvre des éléments éventuels situés au-dessus de la cassette. Le panneau de la face inférieure doit être suffisamment robuste et esthétique pour pouvoir être laissé apparent. Les panneaux de silicate de calcium constituent également un système passif de résistance au feu pour les sections en C et les poutres.

Ce système préfabriqué permet de créer une enveloppe de bâtiment isolée et étanche. La cassette avec son isolation en laine minérale atteint une valeur U_p de 0,15 W/m²K. Le volume du bâtiment peut également être réduit grâce aux cassettes de plancher/toit suspendu et grâce à l'absence de pannes au-dessus des traverses. Cela permet de réduire le coût du système de bardage.

La rigidité en cisaillement horizontal des cassettes est assurée par les planches et les tôles utilisés comme paroi et leur fixation sur les profilés formés à froid. Des plaques d'ancrage peuvent être utilisées pour relier les deux cassettes entre elles (comme illustré à la Fig. 4.27), ce qui permet d'améliorer l'action du diaphragme du système. Ces plaques sont généralement attachées sur la face supérieure des cassettes.

Dans le système illustré à la Fig. 4.26, la partie supérieure de la poutre peut être isolée entre les cassettes de toit pour réduire les ponts thermiques. Cette opération peut être réalisée depuis l'intérieur du bâtiment. Des cornières continues supplémentaires peuvent être boulonnées à l'âme de la poutre, de sorte que leur action fournisse un maintien en torsion pour empêcher le déversement des poutres en cas de flexion négative.

La couverture finale du toit peut être assurée par des tôles nervurées de faible hauteur. Une large gamme de solutions différentes est disponible sur le marché à cet effet. La face inférieure de la cassette peut être recouverte d'une tôle ou de panneaux en fonction de l'application de la cassette ou de la demande du client. Par exemple, pour une cassette de plancher sur laquelle sera suspendue une cloison, un panneau OSB ordinaire suffira ; pour une surface inférieure apparente en toiture, on pourra utiliser une tôle d'acier ou un panneau ayant l'aspect souhaité.

La couche finale de bardage du bâtiment peut être incorporée dans la cassette elle-même (comme c'est le cas pour un panneau sandwich typique) ou installée sur le chantier sur les éléments d'écartement qui ont été préalablement fixés hors chantier sur la cassette. Cette dernière solution est avantageuse car la couverture du toit peut être facilement remplacée à l'avenir et car les cassettes sont conservées sans affecter l'utilisation du bâtiment ou endommager la cassette lors du remplacement de la couverture.

Des services tels que l'éclairage peuvent être introduits car les sections en C peuvent être fabriquées avec des ouvertures de service de 150 mm de diamètre. Les cassettes peuvent être réemployées sur d'autres toits, où le bardage peut être enlevé et remplacé s'il s'est détérioré avec le temps. Le même système de cassettes peut être utilisé pour les planchers de mezzanine supportés par des profilés en acier à section en I.

Les systèmes de cassettes sont une alternative aux panneaux sandwich de longue portée, qui peuvent ne pas être disponibles sur certains marchés à un prix compétitif. Les cassettes

permettent une solution plus optimisée pour une charge et une portée données, car elles ne sont pas limitées par des dimensions cataloguées.

4.8 Conception structurale des bâtiments multi-étagés en acier

4.8.1 Standardisation des bâtiments en acier multi-étagés

La standardisation des structures en acier multi-étagées est une approche importante qui vise à améliorer l'efficacité et la durabilité de la construction des bâtiments et de leur future réemployabilité. Voici quelques aspects clés à prendre en compte :

1. **Conception modulaire** : La mise en œuvre des principes de conception modulaire permet de préfabriquer et de standardiser les composants, ce qui facilite leur assemblage, leur désassemblage et leur réemploi dans différentes configurations ou différents projets.
2. **Flexibilité de la conception** : Si la standardisation favorise l'uniformisation des composants, elle peut être intégrée aux principes de conception modulaire, ce qui permet de reconfigurer ou d'agrandir facilement les bâtiments.
3. **Standardisation des produits** : L'utilisation de sections d'acier et d'assemblages standardisés peut simplifier le processus de conception, réduire les coûts de fabrication et assurer la compatibilité lors du réemploi des pièces dans de nouvelles structures.
4. **Systèmes d'assemblage** : La standardisation des méthodes d'assemblage peut faciliter le démontage et le remontage, ce qui est essentiel pour un futur réemploi. L'utilisation d'assemblages boulonnés au lieu d'assemblages soudés peut faciliter ce processus.
5. **Documentation et étiquetage** : Une documentation et un étiquetage appropriés des éléments structuraux peuvent faciliter le suivi des composants en vue d'un futur réemploi, en veillant à ce qu'ils puissent être facilement identifiés et réemployés.
6. **Technologies numériques** : Tirer parti de la modélisation BIM et d'autres outils numériques pour la conception qui permet une meilleure visualisation et une meilleure coordination des composants standardisés.
7. **Évaluation du cycle de vie** : L'intégration d'outils d'évaluation du cycle de vie pendant la phase de conception peut aider à évaluer les impacts environnementaux et la durabilité des matériaux, en encourageant l'utilisation de composants réemployables.

4.8.2 Tendances pour les bâtiments en acier multi-étagés

Les solutions existantes pour les bâtiments en acier multi-étagés, dont la plupart ont des structures mixtes acier-béton, présentent un défi difficile à relever pour la récupération et le réemploi de la charpente en acier. Les poutres en acier sont reliées au plancher mixte par des connecteurs de cisaillement dont l'accessibilité est très limitée. En raison de la liaison permanente de l'acier et du béton, les planchers mixtes ne peuvent pas être réemployés dans leur forme originale après la construction. Cependant, l'acier et le béton peuvent être recyclés, ce qui permet une méthode d'élimination respectueuse de l'environnement, même si un réemploi direct n'est pas toujours possible.

Ainsi, les bâtiments en acier ordinaires multi-étagés ne sont généralement réemployables qu'in situ en raison de leur construction complexe, de la mixité des matériaux et des

considérations techniques spécifiques au site. Les déplacer sur un nouveau site nécessiterait des travaux de réingénierie importants, ce qui rendrait cette solution irréalisable pour la plupart des projets.

Les recommandations fournies dans le présent document peuvent être utilisées pour les bâtiments multi-étagés en acier situés dans des zones non sismiques ou dans des zones où le concept DC1 (c'est-à-dire la classe de ductilité faible ou DCL) est appliqué dans la conception sismique (classe d'action sismique faible, voir prEN 1998-1-2 [39]).

Les structures conçues selon le concept de comportement structural dissipatif doivent appartenir aux classes de ductilité DC2 ou DC3. Ces classes correspondent à la capacité accrue de la structure à dissiper l'énergie par des mécanismes plastiques. En fonction de la classe de ductilité, des exigences spécifiques doivent être respectées dans un ou plusieurs des aspects suivants : classe des sections d'acier et capacité de rotation des connexions. Dans ces cas, il n'est recommandé d'autoriser les éléments en acier récupérés que si ces éléments sont utilisés au moins dans l'une des conditions suivantes : (i) en tant qu'éléments transmettant uniquement des charges gravitaires ou des charges secondaires (ne faisant pas partie du système de résistance aux charges latérales ; par exemple, les poutres de plancher articulées), ou (ii) en tant qu'éléments faisant partie d'une structure DC1.

Par conséquent, dans le cas de bâtiments en acier multi-étagés situés dans des zones non sismiques ou dans des zones faiblement sismiques, le plus grand défi est l'action mixte du plancher, ce qui rend leur réemploi difficile.

Les portiques en acier laminé à chaud avec des planchers préfabriqués sont une solution structurale courante pour une variété de types de bâtiments multi-étagés [10]. Il en résulte des poutres d'acier non mixtes avec des dalles de plancher en béton préfabriqué qui reposent sur les poutres en acier ou sur des cornières reliées à l'âme. Dans ce cas, la poutre de plancher et la dalle sont indépendantes. Cela contraste avec les poutres mixtes où une connexion structurale, telle que des goujons de cisaillement, est utilisée pour créer un élément mixte dans lequel les composants (poutre, dalle et connecteur) travaillent ensemble. Le système de plancher mince peut être adopté pour réduire l'épaisseur du plancher. Dans ce système les unités préfabriquées peuvent être soutenues par une large semelle inférieure ou une plaque plus large soudée à la semelle inférieure d'une poutre standard en H. La poutre en acier est conçue pour supporter le poids de la structure.

La poutre en acier est conçue pour supporter la charge à elle seule, sans dépendre de la dalle en béton pour augmenter la résistance ou la rigidité. Les éléments préfabriqués servent principalement de surface de plancher et de coffrage pour la chape de béton coulée sur site (le cas échéant) et peuvent également fournir un soutien latéral aux poutres en acier pendant la construction. Les éléments préfabriqués en béton se présentent sous la forme d'éléments creux, d'une hauteur courante de 150 à 400 mm, ou de dalles pleines d'une hauteur de 75 à 100 mm. Les éléments préfabriqués en béton à noyau creux peuvent être utilisés pour des portées allant jusqu'à 15 m (400 mm ou plus de hauteur).

Les conseils en matière de conception structurale pour cette solution structurale sont donnés dans plusieurs publications de SCI, P287 : Design of composite beams using precast concrete slabs [40], P342 : Design of asymmetric Slimfloor beams with precast concrete slabs [41] et P334 : Conception de portiques contreventés multi-étagés [42].

Peikko [43] a mis en œuvre une solution similaire. DELTABEAM® est une poutre mixte pour planchers minces qui est intégrée dans le plancher. La poutre est entièrement remplie de béton coulé sur place. Le béton de remplissage et le DELTABEAM® forment une structure mixte après le durcissement du béton. DELTABEAM® agit comme une poutre en acier avant que le béton de remplissage n'ait atteint la résistance requise. Il peut être utilisé avec plusieurs types de planchers en bois, y compris les dalles en bois massif (CLT, GLT, NLT, DLT) et les dalles mixtes en bois. Des éléments préfabriqués en béton peuvent également être incorporés.

Les poutres en acier non mixtes utilisées avec des éléments préfabriqués en béton offrent des avantages significatifs pour le réemploi car leurs assemblages peuvent être démontés avec un minimum de dommages, ce qui permet de récupérer les poutres et les dalles intactes. Avec seulement quelques modifications mineures, ces composants peuvent être efficacement réemployés dans de structures neuves, soutenant ainsi des pratiques de construction plus durable et plus circulaire.

Le projet RFCS REDUCE [44] a développé et testé de nouveaux systèmes de planchers mixtes démontables, tout en fournissant des conseils de conception et des informations pratiques sur la fabrication et les détails de ces systèmes, pour les premier et deuxième cycles d'utilisation. L'objectif était de faciliter l'économie circulaire ainsi que la production en série d'éléments structuraux et la possibilité de les intégrer au modèle BIM ou à d'autres outils numériques. Des éléments de poutre et de plancher démontables et des assemblages en acier réglables constituent la base d'un système structural « prêt à l'emploi » [45] (voir Fig. 4.30).

Des essais push-out et de résistance des poutres ont été réalisés sur de nouveaux systèmes de connexion de cisaillement démontables. Les essais ont été menés sur des dalles préfabriquées et mixtes utilisant des boulons précontraints et des connecteurs intégrés, certains systèmes utilisant de la résine injectée pour réduire le glissement initial.

En outre, un essai de parking démontable à grande échelle a été mené à l'université de Delft, comprenant quatre (7,2 m × 2,6 m) dalles préfabriquées en béton sur trois poutres d'acier à hauteur variable de 14,4 m de portée. La mixité a été créée à l'aide d'un système combinant une résine époxy et un connecteur métallique. Les essais ont été conçus pour comprendre les aspects pratiques et les coûts de l'assemblage, du démontage et du rassemblement des planchers de parking mixtes.

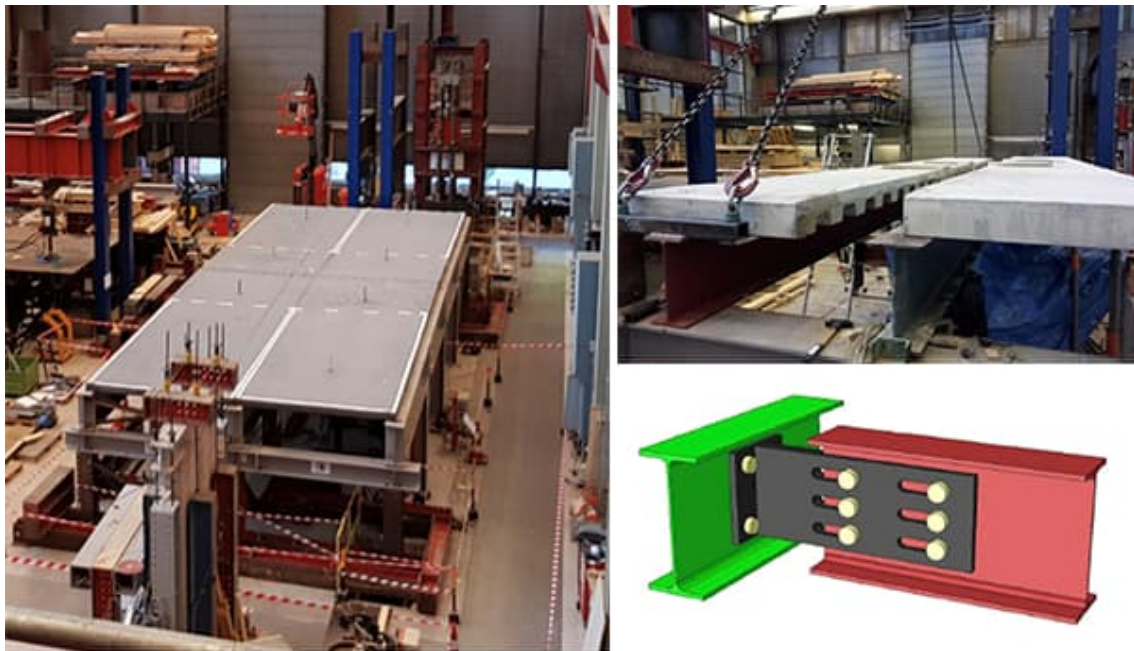


Fig. 4.30 Vue d'ensemble du dispositif expérimental [44], [46], [47]

Des essais de poutres mixtes avec différentes connexions de cisaillement démontables et dans différentes dispositions ont également été menés. Après les essais élastiques du premier cycle, certaines dalles ont été coupées longitudinalement, démontées, réassemblées et testées jusqu'à la ruine. L'élément structural clé pour obtenir une structure démontable et réemployable est le type de connecteurs de cisaillement (voir Fig. 4.31) utilisé pour la connexion entre la poutre en acier et le plancher (pour les dalles coulées sur place et préfabriquées) [44], [46], [47].

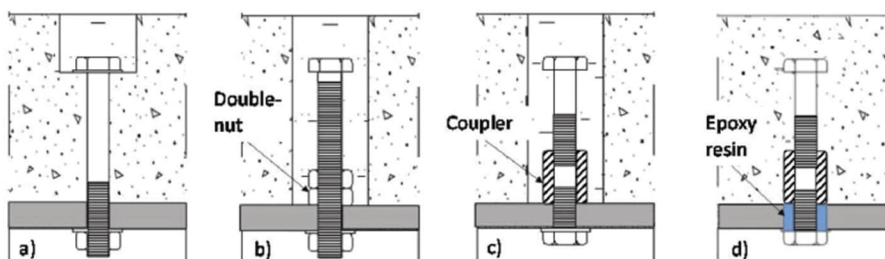


Fig. 4.31 Types de connecteurs boulonnés démontables a) boulon précontraint, b) double écrou, c) connecteur à système de couplage, d) connecteur de cisaillement boulonné avec résine époxy [44]

La référence [45] présente également des essais réalisés sur des connexions standardisées qui facilitent la déconstruction et le réemploi des poutres. Il s'agit notamment d'un assemblage entre poutres à l'aide d'une platine comportant des trous oblongs et d'une connexion de cisaillement créée par des boulons.

Le guide de conception P428 [48] présente une procédure de conception et des exemples pratiques pour les poutres mixtes utilisant des connecteurs démontables qui sont basés sur les principes de l'Eurocode 4 (EN 1994-1-1). La méthodologie de dimensionnement prend en compte les différentes caractéristiques des connexions de cisaillement démontables, en

matière de résistance au cisaillement, de rigidité et de ductilité. Des données sur la performance de deux types de connecteurs de cisaillement démontables, utilisant des boulons non précontraints à haute résistance et des systèmes de connexion, ont été présentées. Plusieurs solutions pour les bâtiments, les éléments hybrides ou mixtes et les assemblages pour les bâtiments multi-étagés ont été présentées. Cependant, il n'existe pas de normes techniques établies pour le dimensionnement des structures mixtes démontables. Il est donc essentiel de mener des recherches approfondies pour constituer une base de connaissances complète et développer des méthodes de dimensionnement robustes.

Romero et Odenbreit [45] ont également présenté un système innovant de plancher démontable basé sur la mixité acier-bois (STC) avec un potentiel de réemploi. Le système de plancher se compose de profilés en acier en forme de I laminés à chaud et de dalles en lamibois (LVL) reliées aux poutres en acier par de nouveaux connecteurs de cisaillement. Ce système de plancher STC offre une alternative aux systèmes de plancher acier-béton traditionnels. Les nouvelles connexions de cisaillement mises en œuvre dans les poutres STC facilitent le démontage, l'adaptabilité, la reconfiguration et le déplacement des composants (voir Fig. 4.32).

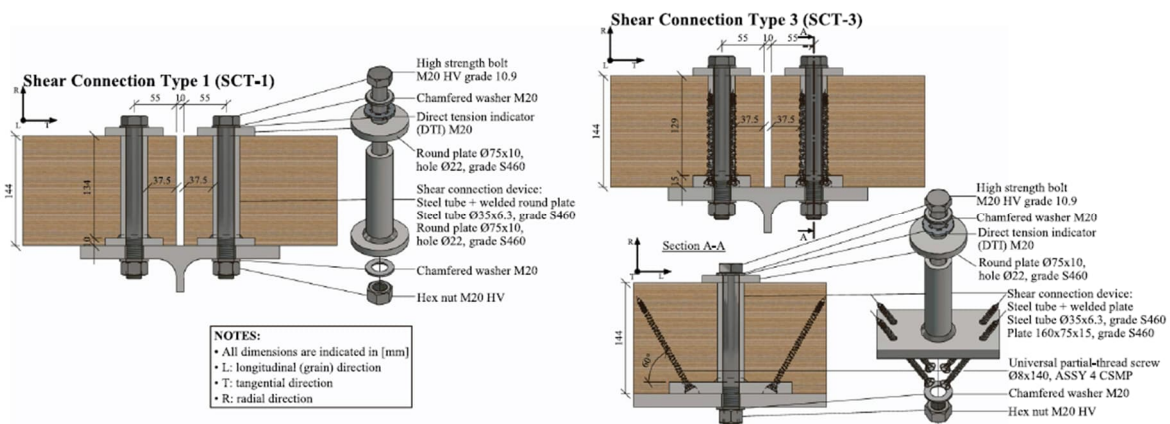


Fig. 4.32 Détails des connexions de cisaillement SCT-1 et SCT-3 mises en œuvre dans les poutres mixtes acier-bois démontables testées dans le cadre d'une étude expérimentale [49]

En outre, ce système de plancher est très prometteur en matière de modularisation, de standardisation et de production en série hors site, ce qui le rend idéal pour la préfabrication dans des dimensions et des modules standards. La structure peut être déplacée ou des éléments structuraux individuels peuvent être utilisés dans différents bâtiments. Elle présente donc des avantages à la fois environnementaux et économiques.

Deux poutres STC en vraie grandeur, chacune ayant une portée de 10 m, une largeur de dalle LVL de 2,51 m et une épaisseur de 144 mm reliée à un profilé d'acier IPE 400, ont été testées en flexion six points pour évaluer leur réponse en flexion (voir Fig. 4.33). Les résultats des deux essais de flexion en grandeur réelle démontrent leurs capacités significatives de charge et de déformation, ainsi que leur potentiel de réemploi. En outre, les résultats indiquent l'efficacité des nouvelles connexions de cisaillement et l'intégrité structurale globale des poutres.

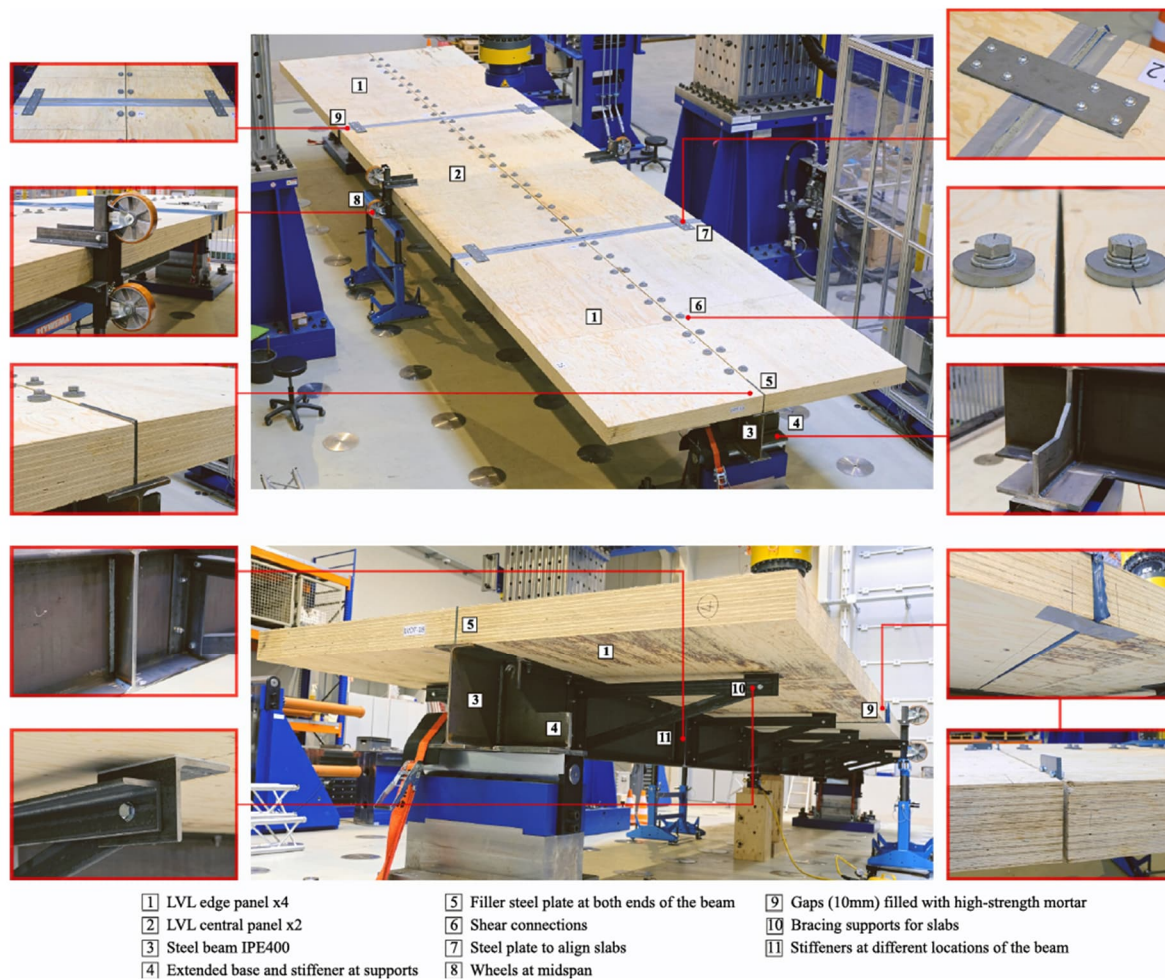


Fig. 4.33 Composants des échantillons de poutres STC [49]

Bompa et al. [50] ont évalué la capacité de démontage et le potentiel de réemploi des connexions de cisaillement acier-bois. Des essais impliquant des configurations de connexion avec des vis de trois diamètres différents ont été réalisés. D'abord, des essais monotones ont été effectués pour chaque configuration afin d'évaluer la rigidité, la résistance et la ductilité (voir Fig. 4.34). D'autres éléments ont ensuite été testés lors de dix cycles de chargement/déchargement à 40 % de la capacité obtenue lors des essais monotones, afin d'évaluer la dégradation de la rigidité, les déformations des vis et les dommages subis par les panneaux de bois lamellé-croisé (CLT).

Après démontage, les vis présentaient des déformations permanentes et les panneaux de bois présentaient des dommages limités lors des charges cycliques. Ensuite, les spécimens ont été réassemblés et testés jusqu'à la ruine. Les éprouvettes réassemblées présentaient une rigidité, une résistance, une ductilité et des modes de ruine similaires à ceux des éprouvettes testées de manière monotone. Ces observations suggèrent que la section d'acier et les panneaux CLT sont entièrement réemployables sur le plan structural et que les résultats d'essai peuvent être adoptés comme indice de réemployabilité pour les indicateurs de circularité des bâtiments.

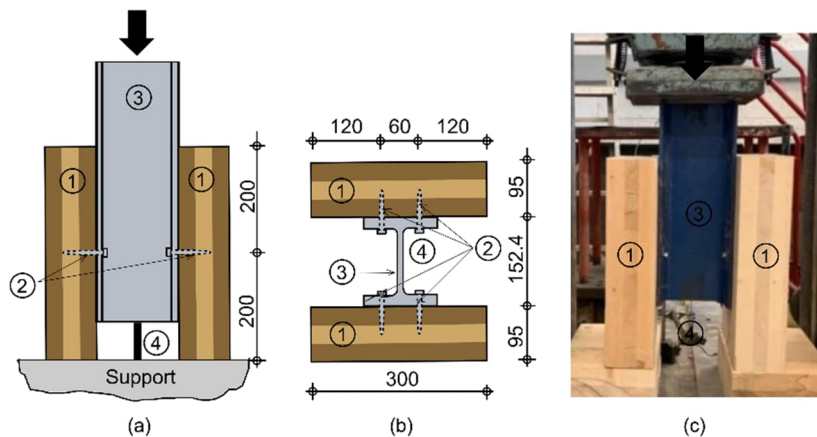


Fig. 4.34 Détails des spécimens : a) vue schématique de face, b) vue de dessus, c) vue d'un spécimen d'essai (légende : (1) panneau CLT, (2) vis, (3) profilé d'acier, (4) transducteur, la flèche indique le point de réaction).

Le guide de conception 37, *Hybrid Steel Frames with Wood Floors* [51], encourage l'utilisation de systèmes de planchers en bois massif dans la construction. Le guide fournit le contexte pour cette nouvelle typologie de bâtiment, détaillant des stratégies afin d'accélérer l'utilisation combinée du bois et de l'acier dans la construction résidentielle et commerciale multi-étagée. Le bois massif est léger, et l'acier apporte de la résistance aux structures et peut mieux répondre aux exigences de vibration et de portée des bâtiments. Le guide de conception 37 et les solutions présentées sont adaptés à la conception en vue d'un démontage et d'un futur réemploi.

Les résultats de l'état de l'art de la publication ECCS N° 145 [52] servent d'orientation future sur les sujets de recherche pour aider à finaliser un guide de conception pour les structures mixtes acier-bois. Les propositions visent à définir les thèmes de recherche futurs et à fournir les connaissances techniques nécessaires à l'élaboration d'une norme de calcul complète pour les structures mixtes acier-bois. Les recommandations sont réparties entre les points suivants : (1) matériaux et produits en bois ; (2) connexions de cisaillement ; (3) assemblages ; (4) poutres et dalles ; (5) poteaux ; (6) murs, diaphragmes et contreventements ; (7) conception en cas d'incendie et (8) durabilité.

Ferdous et al. [53] ont présenté une revue de l'état de l'art, qui étudie systématiquement les avancées récentes, les performances mécaniques, les défis et les perspectives des bâtiments modulaires.

Loss et al. [54], [55] ont développé un système de construction modulaire préfabriquée multi-étagée dans lequel les principaux composants structuraux, fabriqués en combinant le bois et l'acier, peuvent être produits en usine. La recherche a démontré le potentiel des structures mixtes acier-bois en matière de durabilité, de légèreté de construction, de résistance aux séismes et de facilité de démontage. Les articles présentent des essais sur plusieurs assemblages innovants et fournissent des prototypes de nouveaux composants de diaphragmes verticaux et de planchers mixtes acier-bois hautement industrialisables. La Fig. 4.35 montre la vue 3D du bâtiment de référence, qui combine des portiques et des poutres en acier avec des panneaux de bois lamellé-croisé (CLT).

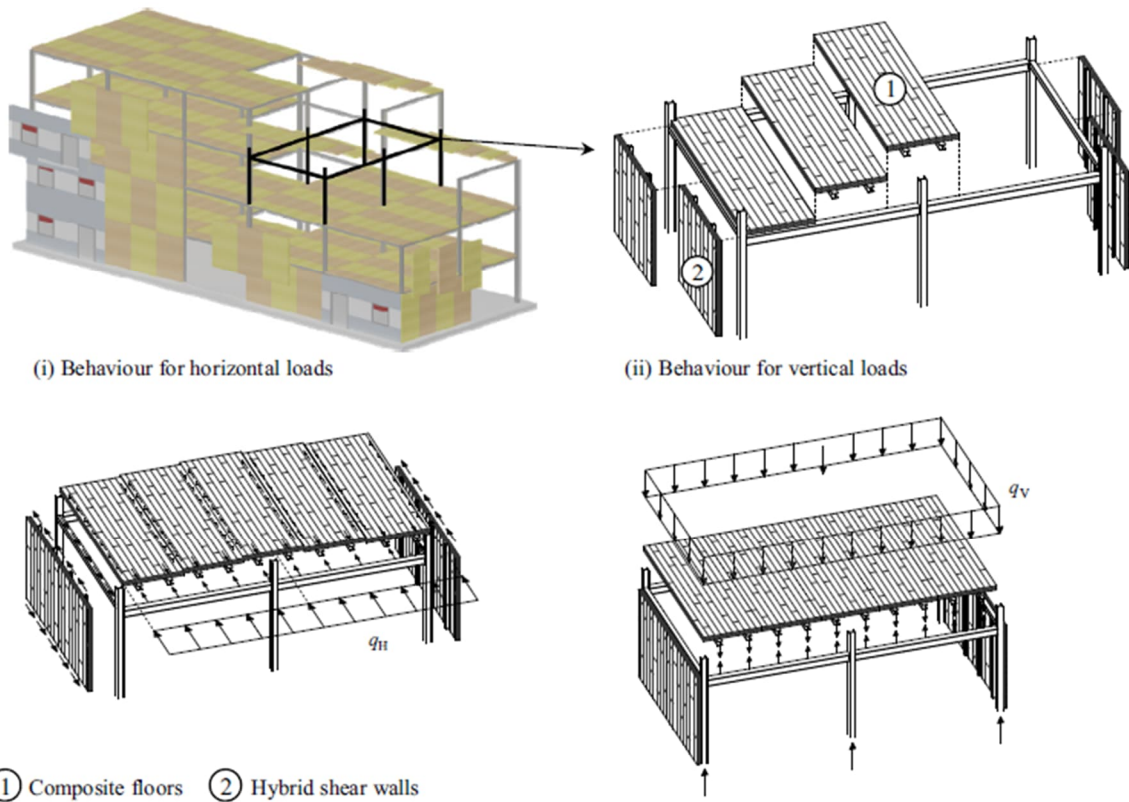


Fig. 4.35 Vue axométrique du bâtiment et vue éclatée de la structure hybride avec représentation du chemin de charge pour les charges verticales et horizontales [54]

Les Fig. 4.36 et Fig. 4.37 présentent l'ensemble I de connexions acier-bois qui couvre 20 configurations différentes, tandis que l'ensemble II comprend 4 arrangements distincts de connexions bois-bois. La recherche a démontré qu'il est facile d'obtenir des éléments de plancher mixte qui offrent un excellent comportement à la flexion sous des charges verticales.

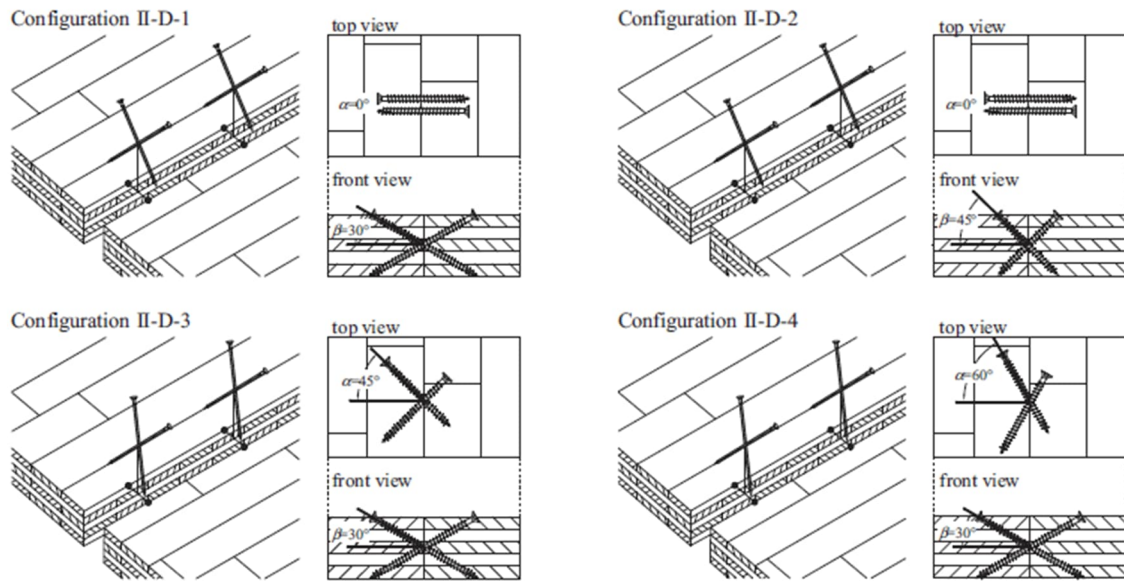


Fig. 4.36 Connexion entre panneaux pour les planchers et diaphragmes mixtes acier-CLT [54]

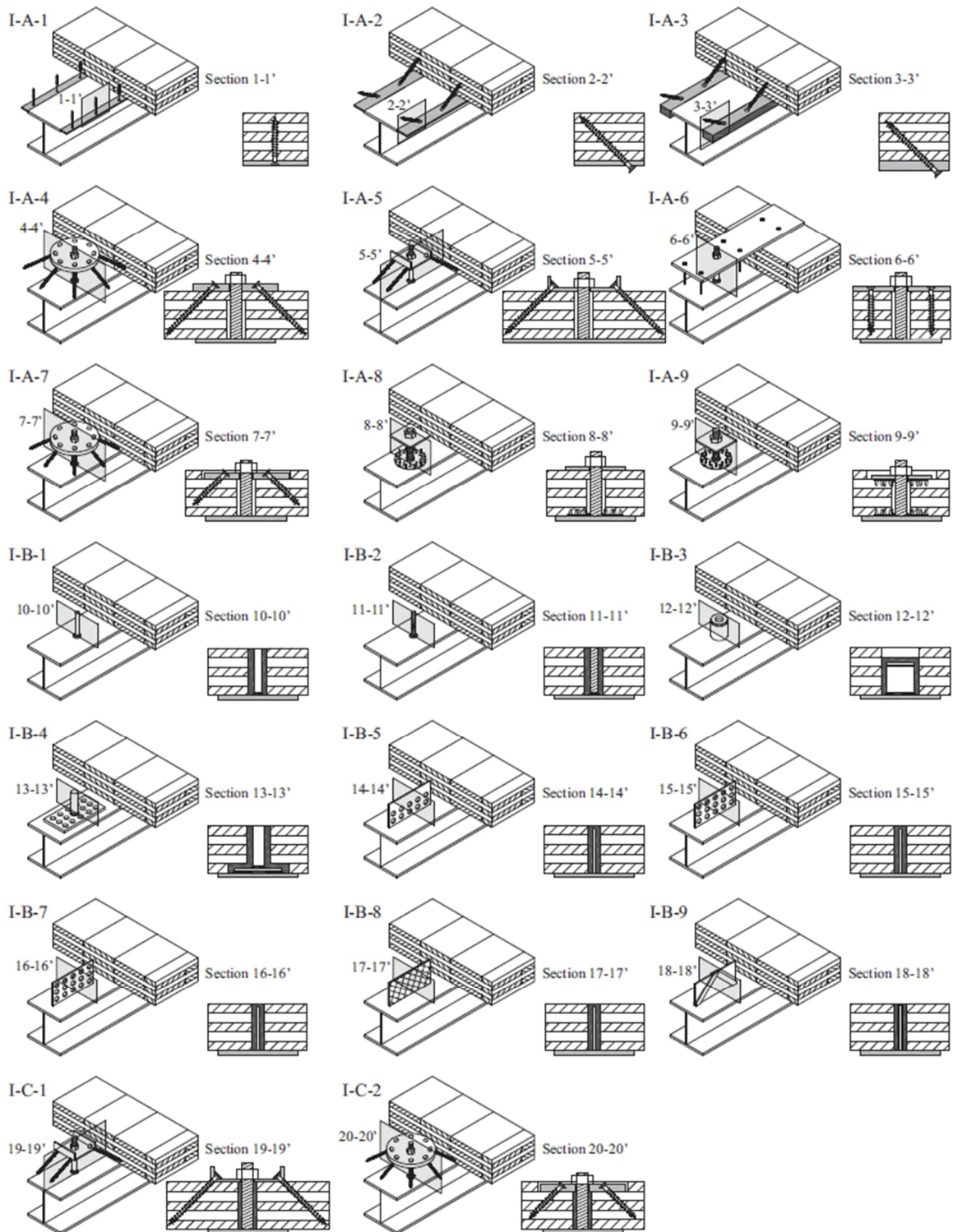


Fig. 4.37 Connexions poutre-panneau pour les planchers et les murs de cisaillement mixtes acier-CLT [54]

Dans le cas de bâtiments multi-étagés, les assemblages boulonnés peuvent être facilement démontés si des connecteurs de cisaillement démontables sont utilisés pour le plancher et que l'accessibilité aux assemblages poutre-poteau est assurée.

Cependant, des limitations significatives sont identifiées dans le cas de structures conçues conformément aux concepts de comportement structural dissipatif (classes de ductilité structurale DC2 ou DC3 dans l'EN 1998). Le projet de recherche européen « Equaljoints plus » [56], [57], [58] visait à fournir des critères de préqualification des joints en acier pour la prochaine version de l'EN 1998-1-2 [39]. L'activité de recherche couvrait la standardisation des procédures de conception et de fabrication en référence à un ensemble de types d'assemblages boulonnés et à un assemblage soudé avec poutre de section réduite de type « os de chien » (voir Fig. 4.38). Des profilés lourds ont été utilisés pour répondre à différents niveaux de performance. L'un des objectifs du projet était le développement d'un protocole de chargement pour la préqualification européenne des joints, sur la base d'une sollicitation sismique représentative en Europe.

Quatre typologies d'assemblages boulonnés poutre-colonne ont été étudiées dans le cadre du projet (à savoir (a) assemblage boulonné, (b) assemblage boulonné avec platine d'extrémité raidie boulonnée, (c) assemblage boulonné avec renfort et platine d'extrémité non raidie, et (d) assemblage soudé en forme d'os de chien – voir [57] et [58]), conçus pour répondre à différents niveaux de performance. Les assemblages boulonnés ont été conçus selon les méthodes de calcul prévues dans la norme prEN 1993-1-8. La conception des assemblages soudés en os de chien était conforme au code de bâtiment américain ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) [59] et aux normes spécifiques aux bâtiments en acier AISC 341-16 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) [60], AISC 358-16 (Prequalified Connections for Seismic Applications) [61] et AISC 360-16 [62].

Les assemblages ont été proposés pour les classes de ductilité DC2 et DC3 avec les objectifs de performance suivants :

- assemblage de pleine résistance : toute la demande plastique est concentrée dans la poutre connectée, laissant la connexion et le panneau d'âme libres de tout dommage ;
- assemblage à résistances identiques : la demande plastique est équilibrée entre l'assemblage et la poutre connectée ;
- assemblage à résistance partielle : toute la demande plastique est concentrée dans l'assemblage.

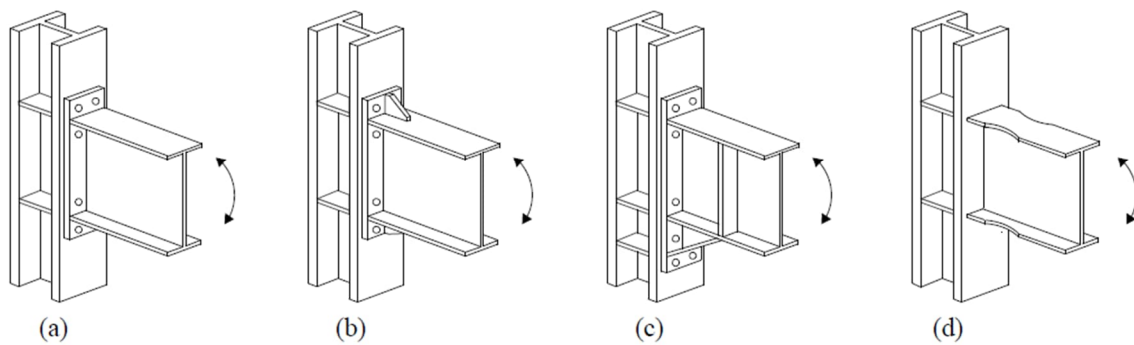


Fig. 4.38 Assemblages poutre-poteau préqualifiés dans le cadre du projet EQUALJOINTS : a) Assemblage boulonné, b) Assemblage boulonné avec platine d'extrémité raidie boulonnée, c) Assemblage boulonné avec renfort et platine d'extrémité non raidie, d) Assemblage soudé en forme d'os de chien

D'autres solutions innovantes pour les classes DC2 et DC3 sont basées sur des assemblages poutre-poteau équipés d'amortisseurs à friction [63]. La poutre est reliée au poteau par un élément en T classique qui est assemblé à la semelle supérieure et un amortisseur à friction assemblé à la semelle inférieure de la poutre (voir Fig. 4.39). L'amortisseur à friction est composé d'une pile de plaques d'acier conçues pour assurer un frottement symétrique. L'amortisseur à friction est conçu pour glisser à un niveau de charge inférieur à la résistance nominale à la flexion de la poutre connectée. De cette manière, il est possible d'obtenir des connexions capables de dissiper l'énergie sismique presque sans aucun dommage pour les poutres en acier.

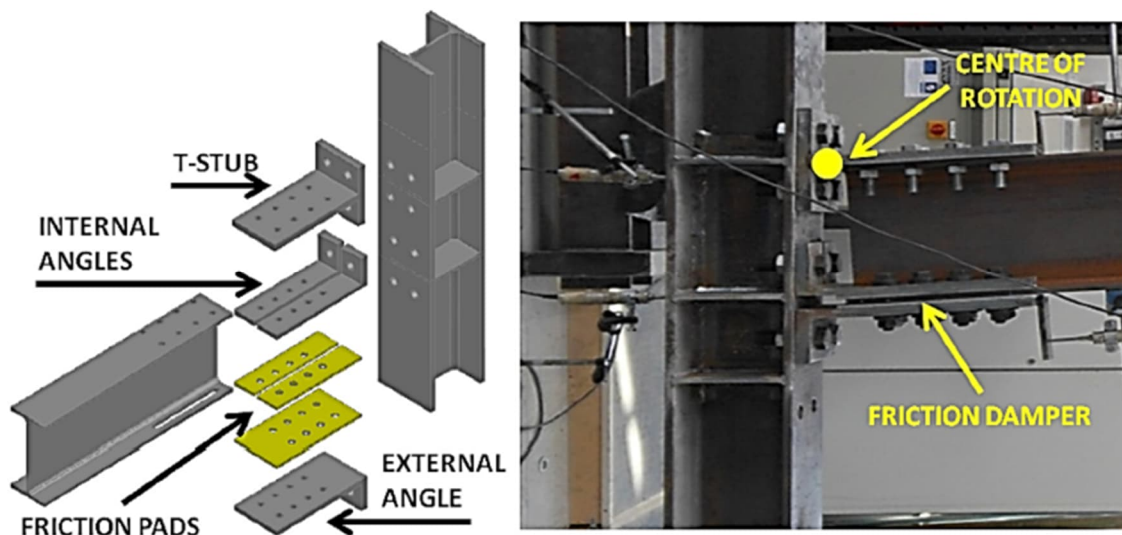


Fig. 4.39 Connexion poutre-colonne équipée d'amortisseurs à friction [63]

Afin de maximiser l'exploitation de la poutre connectée, il est possible d'utiliser un renfort d'extrémité de poutre pour augmenter et calibrer le bras de levier (voir Fig. 4.40). Les résultats du programme expérimental sur l'amortisseur à friction ont montré qu'il est possible de maintenir les poutres connectées sans dommage, même en cas de charge cyclique répétée induite par les sollicitations sismiques.

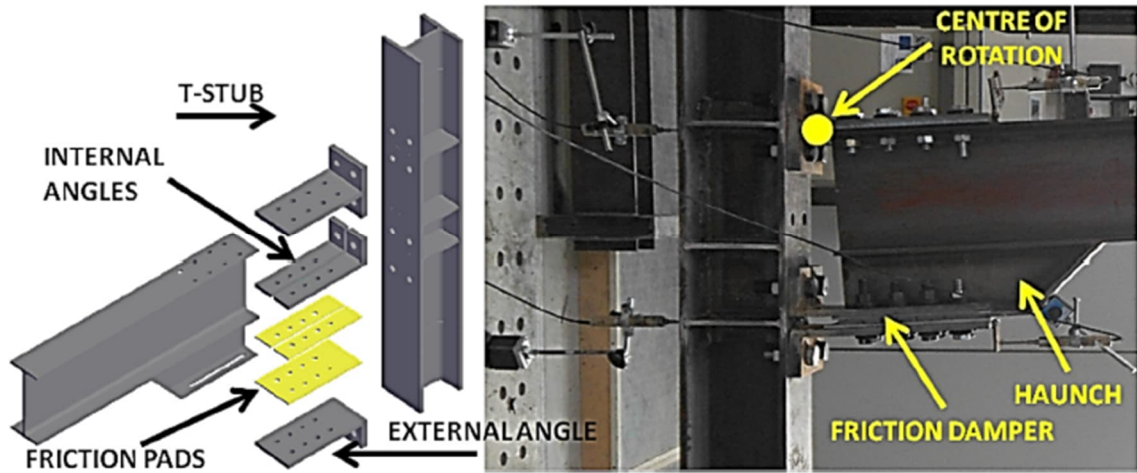


Fig. 4.40 Liaison poutre-poteau équipée d'amortisseurs à friction et d'un renfort supplémentaire [63]

5 CONCLUSION

La nécessité croissante d'atténuer les impacts environnementaux du secteur de la construction a suscité un intérêt considérable pour le réemploi des matériaux de construction, en particulier de l'acier de construction. Cette publication répond à ce besoin en se concentrant sur les stratégies de conception qui facilitent le désassemblage et le réemploi des éléments en acier. L'un des points clés abordés est l'importance d'intégrer les principes de conception pour la déconstruction (DfD) dès le début du processus de conception, afin de s'assurer que les structures sont non seulement fonctionnelles et durables, mais aussi adaptables aux besoins futurs. L'accent est mis sur la conception modulaire, les composants standardisés et les assemblages mécaniques accessibles qui, ensemble, facilitent la déconstruction et prolongent le cycle de vie des matériaux.

En outre, le document souligne la nécessité d'une traçabilité et d'une documentation complète tout au long de la vie d'un bâtiment. La mise en œuvre de modèles BIM détaillés et la tenue du dossier de construction garantissent que les informations essentielles, telles que les propriétés des matériaux, les spécifications de conception et les détails de fabrication, sont préservées, ce qui facilite grandement les efforts nécessaires pour un futur réemploi. Le guide prend également en compte les exigences en matière de charge et d'analyse structurale pour s'assurer que les bâtiments conçus pour la déconstruction conservent des niveaux de performance élevés au cours de leur durée de vie initiale et ultérieure. En associant rigueur technique et stratégies pratiques, le guide présente une approche holistique des pratiques de construction durable.

Ces recommandations marquent un tournant par rapport aux pratiques de conception traditionnelles vers un modèle d'économie circulaire, où les matériaux sont maintenus en usage productif pendant de plus longues périodes. L'intégration de considérations environnementales dans la conception structurale, sans compromettre la fonctionnalité ou la sécurité, souligne la maturité et le caractère pratique des stratégies proposées. Cette publication constitue une base solide pour faire progresser la durabilité dans le secteur de la construction, en aidant les concepteurs, les ingénieurs et les décideurs politiques à atteindre des objectifs environnementaux à long terme.

Les principales conclusions suivantes peuvent être tirées de ce volume :

- **Conception pour le réemploi** : L'intégration des principes de conception pour la déconstruction (DfD) dès le début du processus de conception permet le futur réemploi des éléments structuraux en acier, soutenant ainsi une économie circulaire dans la construction.
- **Modularité et standardisation** : La conception modulaire des bâtiments et la standardisation des éléments en acier facilitent la déconstruction et augmentent le potentiel de récupération et de réemploi des matériaux.
- **Connexions réversibles** : L'utilisation d'assemblages boulonnés ou vissés, plutôt que de joints soudés permanents, facilite la déconstruction et le réemploi des éléments structuraux.
- **Traçabilité et documentation** : La tenue de dossiers détaillés, y compris de modèles BIM et les dossiers de construction, garantit que les données essentielles sur les matériaux et la fabrication sont préservées en vue d'un futur réemploi.

- **Performance structurale** : Les conceptions doivent concilier le besoin de réemploi avec des niveaux de performance minimaux, garantissant la durabilité, la sécurité et l'adaptabilité sur plusieurs cycles de vie.
- **Réduction de l'impact sur l'environnement** : En facilitant le réemploi des produits sidérurgiques récupérés, les recommandations contribuent à réduire de manière significative les déchets de construction et les émissions de carbone incorporées.
- **Progrès de l'industrie** : Les lignes directrices favorisent l'évolution de l'industrie de la construction vers des pratiques durables sans compromettre la fonctionnalité, la faisabilité économique ou la sécurité.
- **Alignement des politiques et des pratiques** : La publication soutient l'élaboration de normes et de réglementations industrielles susceptibles de favoriser l'adoption de stratégies de conception axées sur le réemploi.

REFERENCES

- [1] Gorgolewski M (2006). The implications of reuse and recycling for the design of steel buildings. *Can J Civ Eng* 33, 489-496.
- [2] Steel Alliance (2008). Single-storey buildings, Part 1: Architect's guide. Design Guide produced in the framework of the RFS2-CT-2008-0030 Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO).
- [3] Steel Alliance (2008). Multi-storey buildings, Part 1: Architect's guide. Design Guide produced in the framework of the RFS2-CT-2008-0030 Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO).
- [4] SCI P399 (2015). Design of Steel Portal Frame Buildings to Eurocode 3. The Steel Construction Institute, UK.
- [5] SCI P252 (2004). Design of Single-Span Steel Portal Frames to BS5950-1:2000. The Steel Construction Institute, UK.
- [6] CEN – European Committee for Standardisation (2024). EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints, Brussels, Belgium.
- [7] BSI – British Standards Institution – BS 5950-1:2000. Structural use of steelwork in building. Code of practice for design. Rolled and welded sections.
- [8] CEN – European Committee for Standardisation (2022). EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium.
- [9] CEN – European Committee for Standardisation (2023). EN 1990: Eurocode: Basis of structural and geotechnical design, Brussels, Belgium.
- [10] Steel Alliance (2008). Multi-storey buildings, Part 2: Concept design. Design Guide produced in the framework of the RFS2-CT-2008-0030 Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO).
- [11] ISO 12944-1. Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 1: General introduction, 2017.
- [12] ISO 1461. Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles – Specifications and test methods, 2009.
- [13] ISO 14713-1:2017. Zinc coatings – Guidelines and recommendations for the protection against corrosion of iron and steel in structures – Part 1: General principles of design and corrosion resistance.
- [14] ISO 14713-2. Zinc coatings – Guidelines and recommendations for the protection against corrosion of iron and steel in structures – Part 2: Hot dip galvanizing, 2009.
- [15] ISO 14713-3:2017. Zinc coatings – Guidelines and recommendations for the protection against corrosion of iron and steel in structures – Part 3: Sherardizing.
- [16] CEN – European Committee for Standardisation – EN ISO 19650-1:2018; Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) – Information management using building information modelling.

- [17] CEN – European Committee for Standardisation – EN ISO 19650-2:2018; Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) – Information management using building information modelling.
- [18] CEN – European Committee for Standardisation – prEN 17412 – Building information modelling – Level of information needed – concepts and principles.
- [19] CEN – European Committee for Standardisation – prEN ISO 23387-1 Building Information Modelling (BIM) – Data templates for construction objects used in the life cycle of any built asset – Concepts and principles.
- [20] ISO/DIS 20887. Sustainability in buildings and civil engineering works – Design for disassembly and adaptability – Principles requirements and guidance.
- [21] CWA 17316: 2018. Smart CE marking for construction products; CEN-CENELEC Management Centre: Rue de la Science 23, B-1040 Brussels.
- [22] Steel Alliance (2008). Multi-storey buildings, Part 3: Actions. Design Guide produced in the framework of the RFS2-CT-2008-0030 Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO).
- [23] CEN – European Committee for Standardisation (2002). EN 1991-1-3: Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-3: General actions – snow loads (incorporating CEN corrigenda Dec. 2004 and Jun. 2009, and CEN amendment A1:2015), Brussels, Belgium.
- [24] CEN – European Committee for Standardisation (2002). EN 1991-1-4: Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4: General actions – wind actions (incorporating CEN amendment A1:2010), Brussels, Belgium.
- [25] Kray T, Paul J (2015). Comparative study of effects on peak velocity pressure calculated by thirty-four European wind loading standards. Proc. 14th International Conference on Wind Engineering, Porto Alegre, Brasil, June 21-26.
- [26] Holický M (2009). Reliability analysis for structural design. Sun Press.
- [27] CEN – European Committee for Standardisation (2010). NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB. National Annex to NEN-EN 1990+A1:2006+A1:2006/C2:2010 Eurocode: Basis of structural design.
- [28] CEN – European Committee for Standardisation (2003). EN 1991-1-5: Eurocode 1. Actions on structures, Part 1-5: General actions - Thermal actions, Brussels, Belgium.
- [29] Davison B, Owens GW (eds.) (2012). Steel designers' manual. The Steel Construction Institute, 7th edition, Wiley-Blackwell, UK.
- [30] Research Fund for Coal and Steel (RFCS): Progress – Case study Fokker 7 distribution Center Schiphol Airport; Images courtesy of Tata Steel (<https://www.tatasteeleurope.com/>).
- [31] <https://www.ruukki.com/>.
- [32] SCI P358 (2014). Joints in steel construction: Simple joints to Eurocode 3. The Steel Construction Institute.
- [33] SCI P338 (2004). Quicon Design Guide to BS 5950-1. The Steel Construction Institute.

- [34] <https://www.newsteelconstruction.com/wp/quicon-wins-contract-at-ikea/>.
- [35] SCI P428 (2020). Guidance on Demountable Composite Construction Systems for UK Practice, 2020. The Steel Construction Institute.
- [36] <https://www.kloecknermetalsuk.com/westok/>.
- [37] <https://www.spstechnology.com/>.
- [38] <http://www.lindapter.com/>.
- [39] CEN – European Committee for Standardisation (2023). prEN 1998-1-2: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings, Brussels, Belgium.
- [40] SCI P287 (2003). Design of composite beams using precast concrete slabs. The Steel Construction Institute.
- [41] SCI P342 (2006). Design of asymmetric Slimfloor beams with precast concrete slabs. The Steel Construction Institute.
- [42] SCI P334 (2004). Design of multi-storey braced frames. The Steel Construction Institute.
- [43] <https://www.peikko.com/products/deltabeam-slim-floor-structures/technical-information/>.
- [44] Research Fund for Coal and Steel (RFCS): Reuse and demountability using steel structures and the circular economy - REDUCE, project number RFCS-02-2015.
- [45] Odenbreit C, Yang J, Romero A, Kozma A (2023). A Lego-like steel-framed system for standardization and serial production. *Steel Construction* 16(1), 56-64.
- [46] Kavoura F, Veljkovic M (2023). Design strategies for reusable structural components in the built environment. *Life-Cycle of Structures and Infrastructure Systems, Biondini & Frangopol (Eds)*. 799-806.
- [47] Kozma A, Odenbreit C, Braun MV, Veljkovic M, Nijgh MP (2019). Push-out tests on demountable shear connectors of steel-concrete composite structures, *Structures* 21, 45-54.
- [48] SCI P428 (2020). Guidance on Demountable Composite Construction Systems for UK Practice. The Steel Construction Institute.
- [49] Romero A, Odenbreit C (2024). Innovative demountable steel-timber composite (STC) beams: Experimental full-scale bending tests. *Engineering Structures*, 318, 118599.
- [50] Bompa DV, Ungureanu V, Elghazouli AY, Afsal A (2024). Disassembly and Structural Reuse Potential of Steel-Timber Shear Connections with Screws. V. Ungureanu et al. (Eds.): CESARE 2024, LNCE 489, 1–12.
- [51] AISC Design Guide 37 (2022). Hybrid Steel Frames with Wood Floors. American Institute of Steel Construction.
- [52] ECCS N° 145 (2024). State of art on Steel-Timber-(Concrete) Structures, 1st Edition, ECCS: European Convention for Constructional Steelwork, ISBN: 978-92-9147-199-7.

- [53] Ferdousa W, Baib Y, Ngoc TD, Manalod A, Mendisc P (2019). New advancements, challenges and opportunities of multi-storey modular buildings – A state-of-the-art review. *Engineering Structures* 183, 883–893.
- [54] Loss C, Piazza M, Zandonini R (2016). Connections for steel–timber hybrid prefabricated buildings. Part I: Experimental tests. *Construction and Building Materials* 122, 781–795.
- [55] Loss C, Piazza M, Zandonini R (2016). Connections for steel–timber hybrid prefabricated buildings. Part II: Innovative modular structures. *Construction and Building Materials* 122, 796–808.
- [56] Research Fund for Coal and Steel (RFCS): European pre-QUALified Steel JOINTS - EQUALJOINTS-PLUS, project number 754048 - RFCS-02-2016.
- [57] Equaljoints PLUS (2018): Information brochures for 4 seismically qualified joints. N° EQJ1-EN, 1st Edition, ECCS.
- [58] Equaljoints PLUS (2018): Pre-normative design recommendations for seismically qualified steel joints. N° EQJ2-EN, 1st Edition, ECCS.
- [59] ASCE 7-10 (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, USA.
- [60] ANSI-AISC 341-10 (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction (AISC), USA.
- [61] ANSI/AISC 358-16 (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction (AISC), USA.
- [62] AISC 360-16 (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction (AISC), USA.
- [63] Latour M, Piluso V, Rizzano G (2018). Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers. *Journal of Constructional Steel Research* 146, 33–48.



**Funded by
the European Union**

L'ambition du projet ADVANCE est de contribuer aux objectifs de réduction des gaz à effet de serre et d'économie circulaire en s'attaquant à ces défis à la fois dans la déconstruction et le réemploi des bâtiments en acier existants, ainsi que dans la conception de nouveaux bâtiments, leur construction et la documentation pour faciliter le futur réemploi. Son champ d'application comprend le réemploi des produits constitutifs, des composants fabriqués et le réemploi de composants assemblés. Les matériaux réemployés peuvent provenir de structures primaires, de structures secondaires et d'enveloppes. La réduction des émissions de gaz à effet de serre de l'industrie sidérurgique est devenue essentielle ces dernières années, l'accent étant mis sur les produits de construction, qui ont la plus grande contribution à l'empreinte environnementale de cette industrie. Le secteur de la construction offre la possibilité d'être leader dans l'établissement des technologies à base d'acier pour la décarbonation d'autres industries importantes dépendant des solutions sidérurgiques.



**ECCS
CECM
EKS** EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

publications@steelconstruct.com | www.steelconstruct.com

Le TC14 est le comité technique de la convention européenne de la construction métallique (CECM) en charge des sujets de durabilité et d'éco-efficacité de la construction en acier. Le comité vise à promouvoir des développements dans les communautés de l'industrie, de la recherche et de l'enseignement qui renforcent les connaissances et les capacités en matière de construction métallique durable. Le vaste domaine des questions comprend, par exemple, les aspects suivants: la gestion de la performance globale des bâtiments tout au long du cycle de vie; des techniques pour améliorer la performance environnementale; des techniques pour une haute qualité et un confort de l'environnement intérieur; le rendement énergétique; la minimisation des ressources et l'utilisation des matières premières.