

Construction mixte acier-béton

Généralités. Caractéristiques des matériaux

par **Jean-Marie ARIBERT**

Professeur des universités

Directeur du Laboratoire de mécanique des structures à l'INSA de Rennes

Conseiller scientifique au CTICM

Rédacteur de l'Eurocode 4 - Partie 1-1

1. Généralités.....	C 2 560 - 2
1.1 Principe de fonctionnement.....	— 2
1.2 Description de différents types d'éléments utilisés en bâtiment	— 2
1.2.1 Planchers mixtes.....	— 2
1.2.2 Poteaux mixtes.....	— 5
1.2.3 Assemblages mixtes	— 5
1.3 Dispositions courantes des ossatures de bâtiment	— 7
1.4 Mode de construction étayé ou non étayé.....	— 8
1.5 Avantages de la construction mixte en bâtiment	— 8
2. Présentation succincte de la réglementation en vigueur	— 9
2.1 Bref historique	— 9
2.2 Méthodologie de dimensionnement.....	— 9
2.2.1 Généralités	— 9
2.2.2 États limites ultimes	— 9
2.2.3 États limites de service.....	— 10
3. Caractéristiques des matériaux	— 10
3.1 Les bétons	— 10
3.2 Les aciers d'armature.....	— 12
3.3 Les aciers de construction	— 12
3.4 Les tôles profilées en acier pour dalles mixtes	— 12
Pour en savoir plus.....	Doc. C 2 564

Cet article donne tout d'abord un aperçu général de la construction mixte en bâtiment : connexion, poutres et planchers mixtes, poteaux mixtes, assemblages mixtes et dispositions courantes des ossatures de bâtiment. L'aspect de la réglementation est présenté succinctement, en se basant sur l'EN 1994-1-1 (dont l'Annexe nationale n'est pas encore établie) et sur l'ENV 1994-1-1 (assorti de son Document d'application nationale), en dégagant des points spécifiques à la construction mixte. Enfin, les caractéristiques de base des matériaux, à maîtriser pour la conception et le calcul des éléments et structures mixtes, sont mises en évidence, notamment pour ce qui concerne le béton et les aciers d'armature.

1. Généralités

1.1 Principe de fonctionnement

■ D'une manière générale, une structure peut être définie comme **mixte** si, au niveau de la plupart de ses éléments (poutres, poteaux, assemblages, dalles), elle associe **deux matériaux de natures et de propriétés différentes**, ici l'**acier** et le **béton**, avec l'objectif de tirer le meilleur parti possible de cette association, tant sur le plan du fonctionnement structural que sur celui du coût de construction. Il convient en particulier de **distinguer les structures mixtes des structures hybrides**, parfois appelées improprement mixtes, composées d'éléments homogènes de matériaux différents, par exemple un bâtiment avec un noyau en béton armé sur lequel prend appui une charpente constituée exclusivement de poutres et poteaux en acier.

Au premier abord, l'idée d'utiliser dans un élément mixte, par exemple une poutre mixte de section classique (figure 3a), d'une part le béton pour reprendre un effort de compression, d'autre part l'acier pour reprendre un effort de traction et un effort tranchant, ne serait pas, à elle seule, très originale par comparaison au béton armé traditionnel.

En fait, ce qui est tout à fait spécifique du fonctionnement d'un élément mixte, c'est l'**association mécanique des deux matériaux**, acier et béton, par l'intermédiaire d'une **connexion** située à l'interface des matériaux, qui va **accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément**. Des modèles de calcul sont donnés ultérieurement pour une évaluation précise de cette rigidité et de cette résistance ; mais on peut illustrer simplement l'effet d'une connexion en considérant l'exemple de la flexion élastique de deux poutres, de même section rectangulaire et d'un même matériau pour simplifier, dont l'une est supportée par l'autre ; dans un cas on suppose qu'il n'y a pas de liaison à l'interface des poutres, dans l'autre que la solidarisation est parfaite (figure 1).

Un calcul élémentaire de résistance des matériaux montre alors que les contraintes de flexion, par suite de la solidarisation, sont divisées par 2 et les flèches par 4.

■ Il convient de préciser qu'en général, dans les éléments mixtes, l'adhérence entre le composant en acier et celui en béton n'existe pas naturellement, et que la solidarisation doit être obtenue au moyen d'organes de liaison, appelés « **connecteurs** ».

Il existe une grande variété de connecteurs en construction mixte mais, à l'heure actuelle, en bâtiment, la connexion est le plus souvent réalisée par des **goujons à tête**, fixés sur l'élément métallique par soudage électrique à l'aide d'un pistolet adéquat (figure 2a). En alternative aux goujons soudés, on peut utiliser des **cornières** (fabriquées par pliage à froid) qui sont clouées à l'aide d'un pistolet à cartouches, donc ne nécessitant pas d'opération de soudage, mais présentant une résistance moindre que les goujons soudés (figure 2b). On peut envisager également, mais cela est assez rare en bâtiment, l'utilisation de **butées soudées**, en forme de tasseau ou de tronçons découpés dans des profilés en cornière (figure 2c et d), également dans des fers en T.

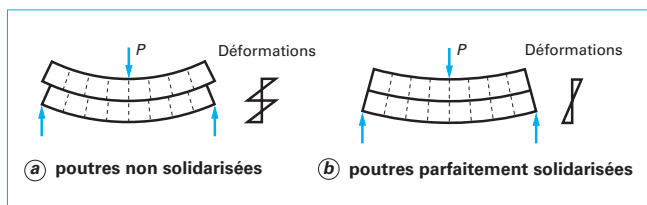


Figure 1 – Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion élastique

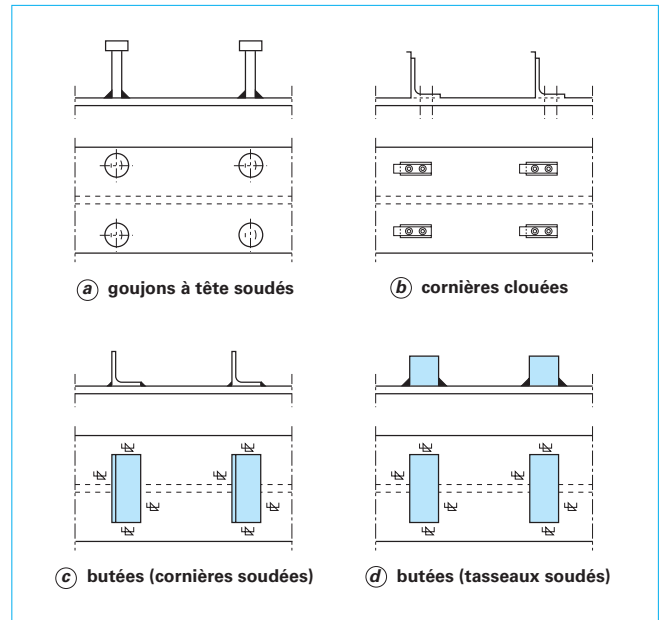


Figure 2 – Types de connecteurs utilisés en bâtiment

Le rôle principal des connecteurs est d'**empêcher**, ou au moins de **limiter**, le **glissement pouvant se produire entre l'acier et le béton**, c'est-à-dire le déplacement relatif entre les deux matériaux parallèlement à leur interface. Selon l'importance de l'effort de cisaillement longitudinal à transférer entre les deux matériaux, on sera amené à distinguer par la suite deux modes de connexion, à savoir la « **connexion complète** » et la « **connexion partielle** », chaque mode relevant d'une méthode de dimensionnement spécifique.

Un autre rôle des connecteurs est de **s'opposer à la séparation des deux matériaux transversalement à leur interface** ; ce rôle, qui n'exige pas de reprendre des efforts aussi importants que ceux venant du cisaillement longitudinal, est en général satisfait de par la forme même des connecteurs (tête d'un goujon, extrémité supérieure recourbée d'une cornière clouée) ou l'adjonction d'un dispositif simple (filant traversant une cornière soudée, arceau soudé sur une butée en tasseau).

Enfin, il convient de souligner que le mode de fonctionnement mixte avec son aspect connexion ne se limite pas au seul cas des poutres mais concerne, à des variantes près, tous les autres types d'éléments mixtes : poteaux, assemblages, dalles, etc.

1.2 Description de différents types d'éléments utilisés en bâtiment

1.2.1 Planchers mixtes

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

- la **dalle**, soumise directement aux charges (charges permanentes et charges d'exploitation), les transmet aux poutres du plancher par **flexion locale** ;
- les **poutres**, soumises aux efforts d'appui de la dalle, reportent ces efforts par **flexion générale** à leurs propres appuis, par exemple constitués par des poutres principales de l'ossature. Le béton étant lié à l'acier, il participe à cette flexion générale, en particulier dans

les zones où il est comprimé, en jouant le rôle de membrure supérieure de la poutre mixte (cela n'exclut toutefois pas une conception de dalle en continuité au passage des appuis des poutres, la membrure se réduisant alors à l'armature de la dalle fissurée).

Deux aspects peuvent être soulignés, concernant la **dalle**, indépendamment de son type :

- son **épaisseur est imposée par la résistance en flexion locale** (voire par la résistance à l'effort tranchant en présence de charges concentrées de forte intensité), et cette épaisseur est en général surabondante vis-à-vis de la flexion d'ensemble. Cela explique en partie pourquoi la construction mixte n'utilise en général que des bétons de classes de résistance usuelles, sans la nécessité de faire appel à des bétons de hautes performances ;

- elle doit être considérée comme **apte à remplir simultanément ses deux fonctions de résistance en flexion locale et en flexion générale**, et son dimensionnement doit être vérifié en conséquence pour la combinaison des deux types de sollicitation (ceci vaut également pour la connexion).

■ La figure 3 montre des sections différentes de **poutres mixtes** de plancher en présence d'une dalle pleine en béton armé. La **forme en T** est la plus classique (figure 3a), comme le résultat direct de l'association, par des connecteurs, de la dalle et d'un profilé en acier (laminé ou reconstitué soudé). La présence d'un **renformis** (figure 3b), bien qu'assez rare en bâtiment, va se traduire par une plus grande excentricité de la dalle par rapport à l'axe du profilé métallique, d'où une plus grande inertie en flexion et un plus grand moment résistant de la section mixte (comme cela est explicité plus loin). On peut trouver des réalisations avec des poutres métalliques en **caisson**, éventuellement constituées d'un profilé creux laminé (de géométrie rectangulaire) pour de petites sections mixtes (figure 3c) ; cette solution peut offrir l'avantage d'une plus grande stabilité au déversement, y compris en phase de construction. La solution de poutres mixtes **partiellement enrobées**, c'est-à-dire consistant à remplir de béton armé les deux chambres du profilé (figure 3d), apparaît actuellement beaucoup plus intéressante que la précédente, et même que les deux autres, dans la mesure où elle permet d'augmenter considérablement la durée de tenue à l'incendie [C 2 506] sans avoir à protéger le profilé par une peinture intumescente, par un enduit ignifuge projeté ou encore par des panneaux isolants reportés.

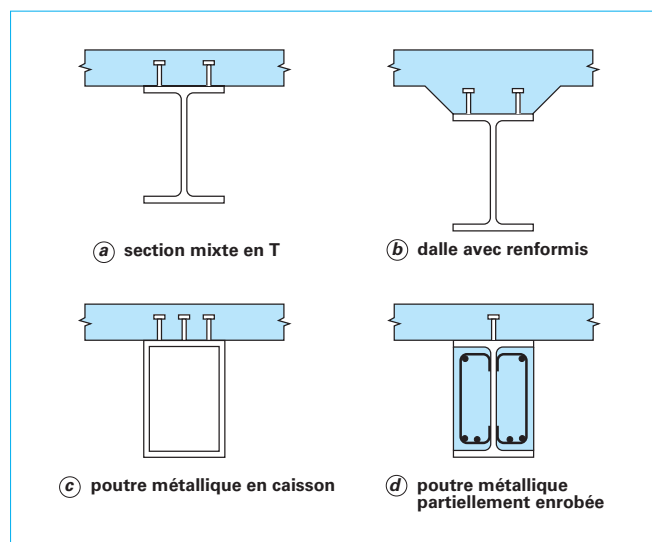


Figure 3 – Différentes sections de poutres mixtes

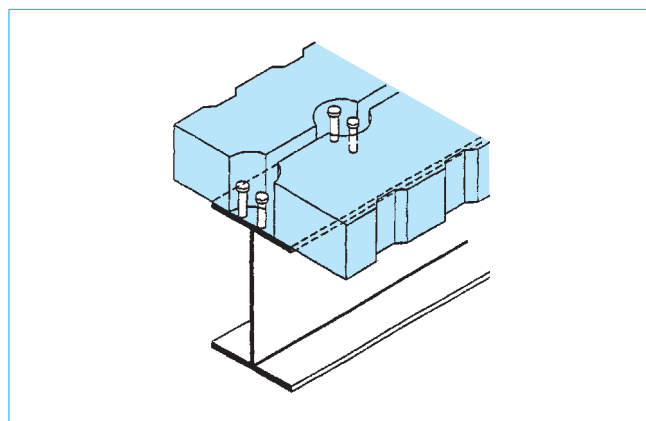


Figure 4 – Utilisation de dalles préfabriquées

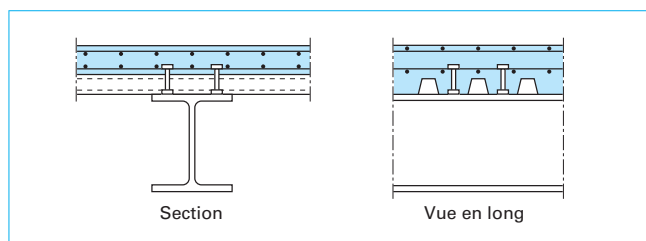


Figure 5 – Profilé connecté à une dalle mixte

En outre, l'enrobage partiel de béton, s'il satisfait certaines conditions de réalisation (clause 5.5.3 de [1]) peut jouer un rôle appréciable sur la résistance au voilement local des parois du profilé métallique et sur la résistance au déversement de la poutre mixte (clause 6.4.3.h de [1]). Sur le plan de la fabrication, l'enrobage partiel ne peut être envisagé qu'à partir d'une largeur de profilé de 180 à 200 mm, permettant encore la pose d'étriers dans le béton avec un recouvrement suffisant. Le bétonnage s'effectue généralement au sol, sur une aire aménagée du chantier ou parfois en atelier, avec remplissage d'une chambre où les paniers d'armatures préfabriqués sont déposés et positionnés, puis remplissage similaire de l'autre chambre, une fois retournées les poutres après un délai très court.

■ En ce qui concerne la réalisation de la **dalle**, il existe plusieurs solutions. L'article [C 2 645] fournit un exposé très détaillé de ces solutions et on rappelle ici quelques solutions classiques, couramment développées en France et en Europe.

- Pour réaliser une dalle pleine, il est possible d'utiliser des **éléments préfabriqués** qui permettent un montage très rapide tout en évitant la mise en place d'échafaudages (figure 4). Toutefois, un soin particulier doit être apporté à la réalisation de la connexion qui nécessite la présence d'encoches en bord de dalle (ou parfois la réservation de fenêtres dans les dalles montées en continuité) ; des barres d'armature en attente doivent être prévues pour entourer les connecteurs logés dans les encoches ou traverser les fenêtres des dalles, la rigole entre deux dalles et les fenêtres devant être remplies de béton coulé en place. Mais une dalle pleine sera coulée le plus souvent sur les **prédalles** en béton de faible épaisseur, venant s'appuyer sur les ailes des profilés de part et d'autre de la ligne des connecteurs.

- Un autre système de dalle consiste à utiliser un **bac en tôle mince profilée** à froid (figure 5) qui sert de coffrage pour couler la dalle, puis, après durcissement du béton, joue le rôle d'une arma-

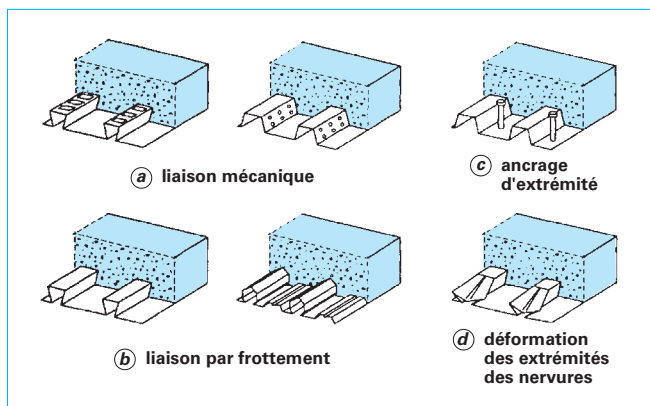


Figure 6 – Modes d'adhérence des dalles mixtes

ture inférieure pour la dalle, l'ensemble justifiant la dénomination de « **dalle mixte** ». L'adhérence du béton avec le bac est obtenue par **liaison mécanique** due à la présence de bossages ou d'embossages sur les parois des ondes de la tôle ou éventuellement de trous poinçonnés dans ces parois (figure 6a), également par liaison de **frottement** en utilisant des tôles d'épaisseur 0,75 mm (les figures 6b) ; cette adhérence se trouve renforcée par l'**ancrage d'extrémité** assuré par la présence de goujons soudés ou autres connecteurs (figure 6c), ou assuré par une **déformation à l'écrasement** partiel des ondes lorsque celles-ci sont de formes rentrantes (figure 6d).

Les techniques actuelles de soudage permettent de fixer des goujons en sécurité à travers la tôle jusqu'à des épaisseurs de tôle galvanisée de 1,5 mm, donc autorisant éventuellement un recouvrement de tôles d'épaisseur 0,75 mm (le soudage effectué, comme déjà mentionné, au pistolet à arc électrique, est de type fusion-forgeage).

Dans des conditions de site difficiles, notamment en présence d'un taux d'humidité élevé, une solution consiste à **poinçonner des trous dans la tôle** et à souder directement les goujons sur l'aile du profilé, ces opérations étant effectuées en atelier avant transport des éléments sur le site (cette technique, qui exige évidemment des tolérances précises de fabrication et implique une bonne coordination de l'exécution sur chantier, semble avoir été assez bien optimisée dans certains pays d'Europe, notamment en Allemagne).

Lorsque les connecteurs sont mis en place sur le site et que l'on souhaite éviter l'opération de soudage de goujons (qui nécessite le recours à une puissance électrique suffisante), il est possible d'utiliser la solution de connecteurs en cornières clouées, notamment dans les cas de connexion partielle (relativement fréquents en bâtiment) ; en fonction de la dimension du creux d'onde et de la présence ou non d'un raidisseur dans ce creux, le nombre et la position des cornières dans un creux d'onde seront variables, mais la configuration d'ensemble (par exemple disposition en quinconce dans la direction longitudinale de la poutre) devra assurer un fonctionnement global symétrique de la connexion par rapport au plan moyen de la poutre mixte. Ce principe de fonctionnement symétrique de la connexion s'applique également aux goujons.

Durant le bétonnage de la dalle, il conviendra de se prémunir du risque de déversement des poutres supports en acier et, si nécessaire, de prendre des mesures pour les maintenir latéralement au niveau des semelles comprimées. Les bacs en tôle mince profilée, correctement fixés (même simplement cloués), peuvent suffire à assurer ce maintien [3].

Un étaieement des tôles ou des prédalles est nécessaire lorsqu'elles ne peuvent supporter le poids de béton frais et la surcharge due aux opérations de mise en œuvre sur la distance séparant les poutrelles (portée de dalle), en général au-delà de 2,5

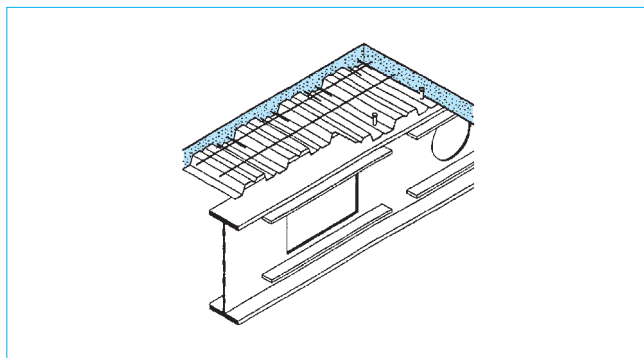


Figure 7 – Dalle mixte connectée à une poutrelle à âme ajourée

à 3 m. Par ailleurs, le poids de béton additionnel nécessaire pour compenser la déformation des tôles ou des prédalles et de leurs supports pendant le coulage (effet de mare) peut ne pas être négligeable.

Enfin, sous réserve d'une protection à l'incendie convenable, le mode de fonctionnement d'une dalle mixte permet, en général, d'éviter la pose d'armatures en travée ; des armatures en chapeaux sur appuis sont toutefois nécessaires, comme dans tout plancher en béton armé. Également un treillis soudé, dit « anti-retrait », donc correspondant à un faible pourcentage d'armature [de l'ordre de 0,5 cm²/ml (mètre-linéaire) dans chaque direction], est à placer à l'intérieur de la dalle afin de limiter le phénomène de fissuration sur toute sa surface (dans les planchers courants, ce treillis se situe à mi-distance des sommets des ondes et de la face supérieure de la dalle).

En l'absence de protection ou d'armatures additionnelles, on considère que la **résistance au feu** des dalles mixtes avec tôle profilée en acier est d'au moins 30 min. L'Eurocode 4 - Partie 1-2 [C 2 506] donne toutes les spécifications utiles au dimensionnement au feu de ces dalles (tabulation, méthode simplifiée) leur garantissant des durées de tenue au feu supérieures.

Par ailleurs, l'association de dalles mixtes avec des **poutres métalliques à âmes ajourées**, dites parfois « poutres alvéolaires », avec des hauteurs d'ouverture rectangulaire ou circulaire de 40 à 50 cm (figure 7) permettant le passage des gaines techniques (climatisation, désenfumage, etc.) sans avoir à accroître la hauteur libre du plénum (et donc à réduire la distance entre plancher et faux plafond), est une solution de plus en plus mise en œuvre, en France comme en Europe.

Elle offre, en plus de la possibilité de passage des gaines, l'avantage de la légèreté du profilé (mis en place à l'aide d'une seule grue sur un tronçon complet), d'une pose rapide et de la réalisation de portées qui peuvent être importantes, par exemple de 12 à 22 m [4]. En contrepartie, une protection au feu s'avère nécessaire (en prenant soin de privilégier les enduits pâteux au flocage) et la justification du dimensionnement doit faire appel à des calculs plus complexes que pour une poutre à âme pleine (sans négliger le contrôle des vibrations).

● Un dernier type de plancher doit être signalé, qui s'est beaucoup développé dans les pays scandinaves à partir des années 1980 et qui a fait son apparition sur le marché français assez récemment : le système consiste à utiliser des **dalles alvéolaires en béton préfabriquées**, avec précontrainte par fils, venant prendre appui sur la semelle inférieure (éventuellement élargie et renforcée) de poutrelles métalliques (figure 8). De par l'intégration des dalles dans la hauteur des profilés, on peut réaliser de la sorte des planchers minces, avec des portées de dalles importantes permises par la précontrainte, par exemple de 9 à 12 m ; évidemment, l'espace libre entre un profilé et les dalles alvéolaires de part et d'autre est comblé de béton lors de la réalisation sur chantier. On

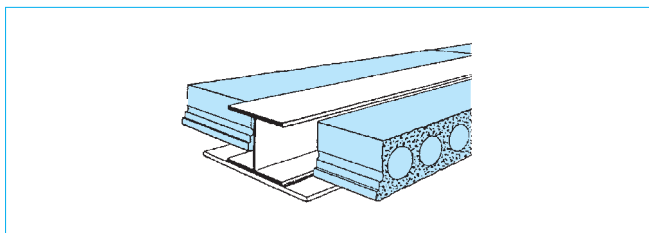


Figure 8 – Dalle alvéolée précontrainte intégrée à une poutre en acier

utilise les termes de « plancher à poutrelles intégrées » ou encore de « plancher avec poutres à talon » pour caractériser ce système. Pour de plus amples détails sur différentes formes de poutrelles métalliques utilisables et sur des dispositions constructives efficaces pour assurer la liaison entre dalles et profilé, il est conseillé de se reporter à l'article [C 2 645]. Il faut savoir encore que l'aspect « résistance incendie » peut constituer le point faible du système lorsque les poutres à talon ne sont pas protégées en partie inférieure, en raison d'une part de la flexibilité plus grande des poutres (mal acceptée par les éléments de dalle préfabriquée), d'autre part de la perte d'efficacité de la précontrainte amenant un risque de rupture par effort tranchant aux extrémités de ces dalles. Une résistance au feu de 30 min ne nécessite toutefois aucune disposition particulière.

Le dimensionnement à température ordinaire et au feu des poutres à talon ne fait pas encore l'objet d'une codification européenne ; même en présence de connecteurs fixés sur la semelle supérieure acier, le fonctionnement en section mixte de poutre n'est pas admis en général. Il existe néanmoins des guides pouvant être utiles dans ce domaine, par exemple [5].

1.2.2 Poteaux mixtes

Il existe une grande variété de poteaux mixtes. Les plus courants présentent une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H, enrobé totalement de béton (figure 9a) ou partiellement enrobé dans les deux chambres comprises entre l'âme et les semelles (figure 9b). Une section complètement enrobée peut fort bien contenir deux profilés juxtaposés à condition que soit ménagé un écart suffisant entre ces profilés permettant un remplissage correct du béton. La section cruciforme (figure 9c) fait appel à deux profilés, identiques ou non, dont l'un est découpé en deux T qui sont ensuite resoudés de part et d'autre de l'âme du second. Ce type de section ne peut se concevoir qu'avec des profilés nettement plus hauts que larges, d'une hauteur d'au moins 400 mm, la mise en place de l'armature des chambres n'étant pas très aisée et le bétonnage, s'il est réalisé au sol, nécessitant quatre opérations. Vu le caractère quasi isotrope de la résistance au flambement de ce type de poteau, il peut être intéressant de l'utiliser dans des zones de forte sismicité.

Si l'on revient au cas d'un poteau rectangulaire, totalement ou partiellement enrobé de béton, avec un profilé de grande hauteur, il peut être avantageux de renforcer le profilé dans chaque chambre par un ou plusieurs petits profilés en H ou en T à ailes épaisses, soudés sur l'âme (figure 9d) ; la résistance au flambement va s'en trouver améliorée, et en particulier de manière appréciable vis-à-vis de l'incendie.

On rencontre également des poteaux mixtes constitués de profilés creux remplis de béton (en général armé mais pas nécessairement), de forme carrée, rectangulaire ou circulaire (figures 9e et f) répondant à certains critères architecturaux et économiques (en France, ce type de poteau est très utilisé). La présence de barres longitudinales d'armature (dont le pourcentage ne dépasse guère 5 à 6 %) joue ici un rôle essentiel si le poteau doit satisfaire à une durée de résistance au feu de 90 ou 120 min. Dans certains cas, il arrive qu'un profilé en acier, de section I ou H, soit positionné à l'intérieur d'un profilé creux circulaire (figure 9g).

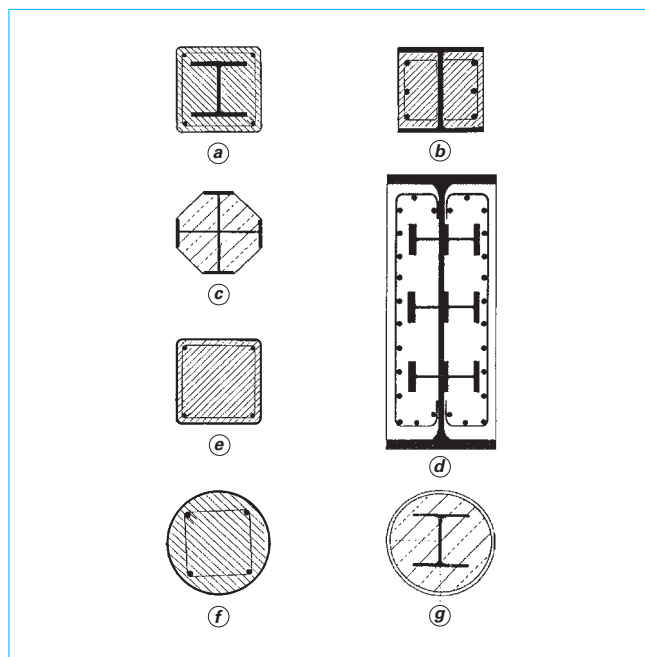


Figure 9 – Types de poteaux mixtes

Le remplissage des profilés creux par le béton (sans excès d'eau, pour éviter une ségrégation, mais additionné de plastifiants) peut s'effectuer par gravité, par pompe à béton ou tube plongeur, ou encore par trémie à vidange par le fond (chaque fois que la dimension des profilés creux le permet, il est conseillé d'utiliser un tube plongeur).

Les poteaux étant des éléments essentiellement soumis à de la compression, même s'ils restent toujours des éléments comprimés et fléchis, le cisaillement longitudinal à l'interface acier-béton est nettement plus faible qu'avec les poutres mixtes, et il n'est pas nécessaire, en général, d'utiliser des connecteurs sur la partie courante de leur hauteur pour assurer la collaboration complète des deux matériaux. Il peut en aller différemment aux extrémités des poteaux où des efforts venant des poutres attachées (notamment des efforts tranchants) doivent être repris en section mixte de poteau sur une longueur, dite « de transfert », relativement courte (de l'ordre de deux fois la dimension transversale appropriée du poteau ; cf. 4.8.2.6 de [2]). L'ajout de connecteurs peut s'avérer nécessaire pour compléter la liaison par adhérence et frottement sur la longueur de transfert.

1.2.3 Assemblages mixtes

Vu la variété des éléments en acier ou mixtes de types poutre et poteau, il existe nécessairement une très grande variété d'assemblages avec des composants acier et béton, qui se trouve accrue du fait des différents moyens d'attache envisageables (par boulonnage ou soudage) et des différentes conceptions de fonctionnement que l'on peut adopter dans une structure en fonction de la rigidité et de la résistance des assemblages. Les systèmes d'attache se font presque toujours par les constituants en acier des éléments mixtes ; toutefois, un assemblage n'est généralement considéré comme mixte que si une armature longitudinale a été prévue dans la dalle pour contribuer à la rigidité et à la résistance de l'assemblage, soumis à un moment de flexion négatif (amenant à fissurer la dalle). C'est d'ailleurs la définition retenue dans l'Eurocode 4 (cf. clause 1.5.2.8 de [1]).

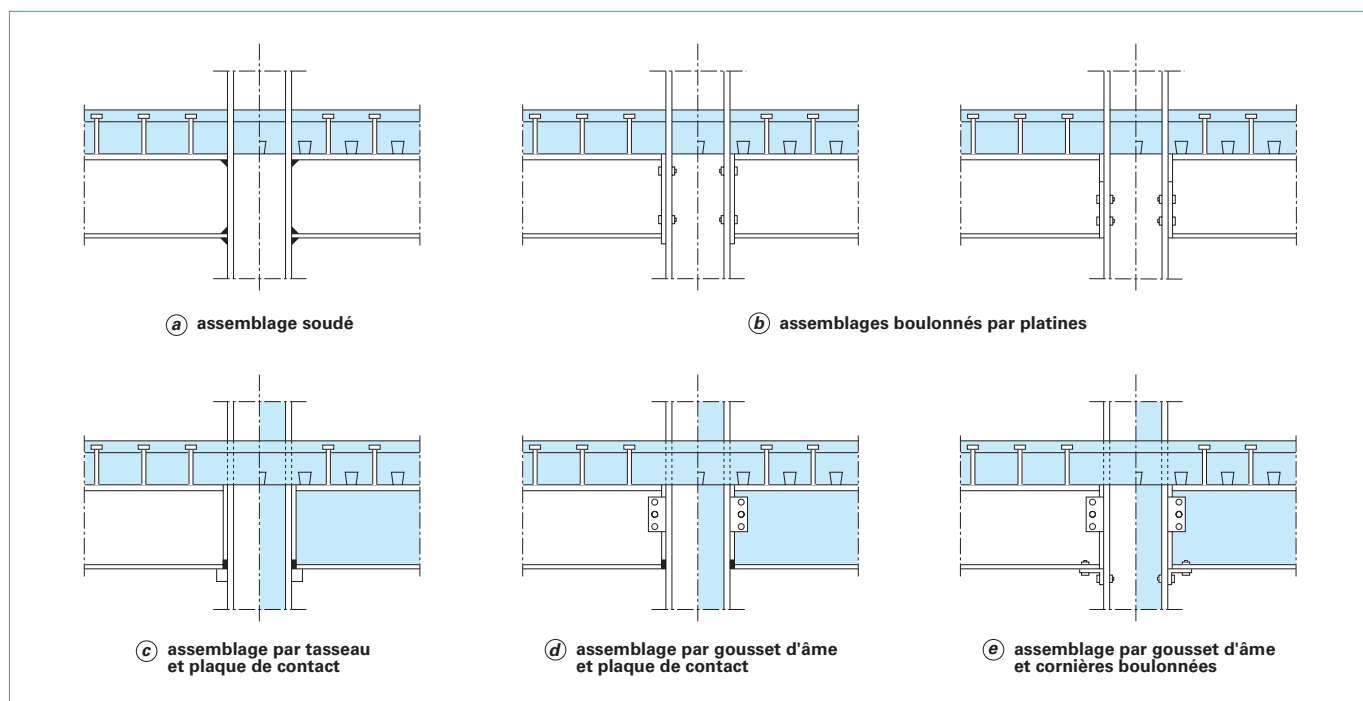


Figure 10 – Assemblages de type poutre-poteau pour des ossatures mixtes semi-continues

Quelques exemples classiques d'assemblage de type **poutre-poteau** sont représentés sur la figure 10, en présence d'une dalle mixte et d'une armature présentant une ductilité suffisante (un simple treillis soudé, placé dans la dalle pour limiter la fissuration due au retrait, ne peut être admis en général comme une armature résistante et ductile). Ces assemblages sont utilisés dans les ossatures dites « semi-continues » où la stabilité aux actions horizontales est reprise essentiellement par un système de contreventement approprié (palée de stabilité). C'est l'un des mérites des Eurocodes 3 et 4 d'avoir fourni des moyens de calcul appropriés pour savoir prendre en compte la semi-rigidité et la résistance partielle d'assemblages tels que ceux représentés sur la figure 10 dans le comportement et l'analyse globale de l'ossature, tout en évitant un surcoût lié à la réalisation d'assemblages pleinement rigides et résistants (par exemple, cf. la clause 5.1.2 de [1]).

Dans le cas d'éléments simplement en acier, la figure 10a montre un assemblage **soudé** (sans raidisseur transversal dans l'âme du poteau), et la figure 10b des assemblages **boulonnés** par platine d'extrémité non débordante ou de hauteur limitée. Dans le cas d'éléments en acier ou partiellement enrobés de béton entre les ailes, la poutre peut reposer sur un tasseau soudé à l'aile du poteau, en intercalant une **plaque de contact** entre l'aile du poteau et l'aile inférieure de la poutre (figure 10c) ; le tasseau peut être également remplacé par un **gousset boulonné** à l'âme de la poutre (figure 10d), et une meilleure continuité en moment (si celui-ci est susceptible de devenir positif) peut être obtenue en utilisant une **cornière boulonnée** entre l'aile du poteau et l'aile inférieure de la poutre (figure 10e).

Pour les assemblages de type **poutre-poutre**, au niveau d'un plancher, entre solives et poutre principale, de simples **cornières d'âme boulonnées** peuvent être utilisées, comme le montre la figure 11, en échancrant éventuellement la partie supérieure de l'extrémité des solives ; les assemblages, assimilés à des articulations, ne reprennent dans ce cas que de l'effort tranchant venant des charges du plancher. Lorsque la poutre principale est

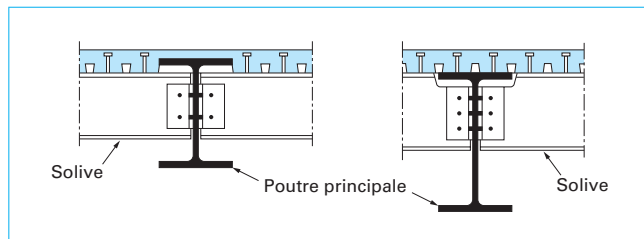


Figure 11 – Assemblages de type poutre-poutre de plancher mixte

partiellement enrobée de béton, on peut envisager une solution par bec d'appui supérieur : une pièce métallique de forte épaisseur est soudée sur l'aile supérieure de la solive et repose simplement sur le sommier avec un boulon de positionnement. On peut trouver plus de détails sur ce système et sur d'autres dans [6].

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

Dans ces situations, les assemblages de l'ossature doivent être rigides (afin de limiter les déformations aux états limites de service des constructions industrielles) et présenter une **surrésistance** en flexion vis-à-vis des éléments qu'ils attachent, **en situation sismique** (on parle alors de « dimensionnement en capacité » des assemblages dans les normes sismiques).

Des dispositions constructives appropriées doivent être satisfaites [7], par exemple l'utilisation de raidisseurs transversaux soudés

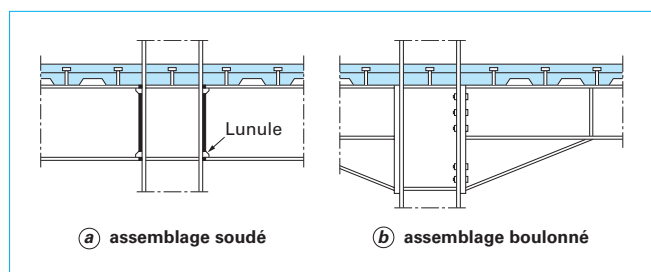


Figure 12 – Assemblages mixtes surrésistants pour zones sismiques

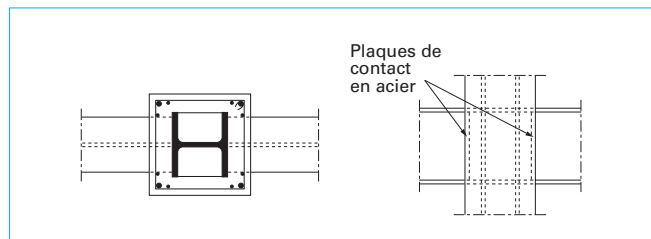


Figure 13 – Assemblage d'un poteau mixte totalement enrobé de béton et d'une poutre en acier

dans l'âme du poteau lorsque celui-ci est en acier (figure 12a), ou le renforcement par un jarret lorsque la poutre en acier est fixée par platine d'extrémité boulonnée (avec nécessairement l'emploi de boulons HR à serrage contrôlé en zone sismique, cf. figure 12b).

Lorsque les poteaux mixtes sont totalement enrobés de béton, la réalisation de l'assemblage se trouve en général simplifiée, comme le laisse entendre la figure 13 dans le cas d'une poutre choisie en acier, pour être plus claire (mais la poutre peut très bien être mixte, avec une dalle connectée sur l'ailé supérieure).

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

Certaines des dispositions précédentes d'assemblage, illustrées dans le cas de poteaux en profilé I ou H, peuvent s'appliquer aux poteaux en profilé creux rempli de béton, de section rectangulaire ou circulaire ; par exemple, la solution par gousset boulonné à l'âme des poutres, mais traversant le poteau et soudé à la paroi du tube ; ou encore, la solution par tasseau soudé sur la paroi du tube. Les assemblages ainsi obtenus restent toutefois semi-rigides et/ou partiellement résistants. Si ces assemblages doivent être pleinement résistants, des dispositions constructives tout à fait spécifiques s'imposent, nécessairement de fabrication coûteuse, comme un raidissage extérieur en couronne soudée permettant la fixation correcte des semelles en acier des poutres [7].

1.3 Dispositions courantes des ossatures de bâtiment

Lors d'un prédimensionnement des poutres mixtes d'un plancher de bâtiment, il convient de faire une distinction entre les poutres secondaires ou solives qui supportent la dalle (mixte avec tôle mince profilée, ou pleine) et les poutres principales qui supportent les solives agissant à leurs extrémités à la manière de charges concentrées. En général, les poutres principales se trouvent sou-

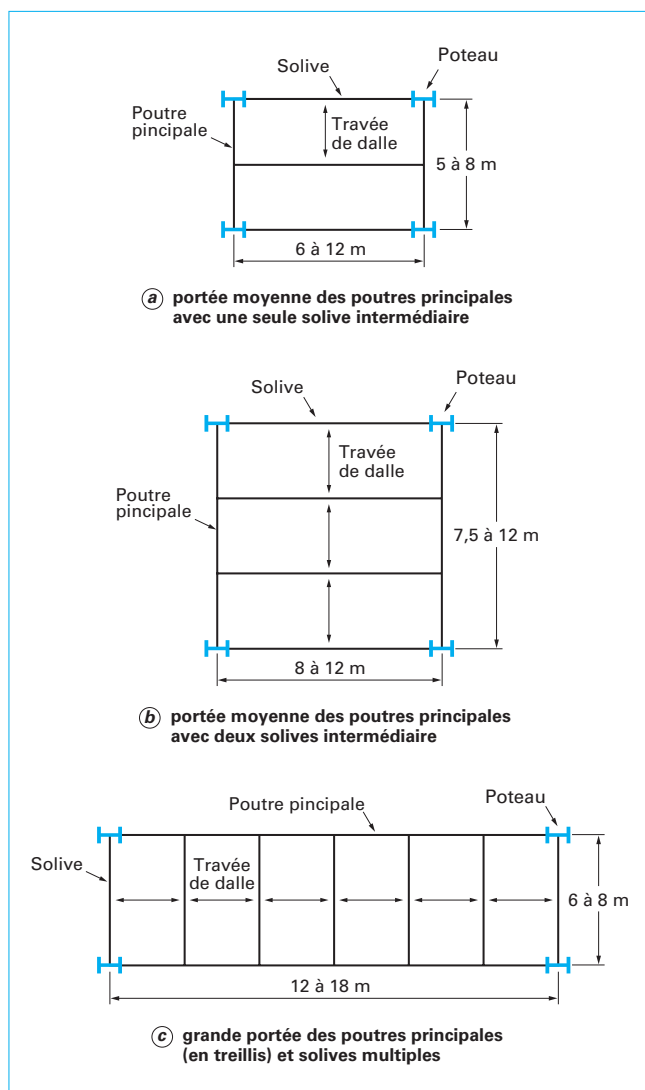


Figure 14 – Dispositions courantes d'une trame de poutres (entre quatre poteaux)

misées à des charges plus importantes que les solives et, par conséquent, à même hauteur fixée de poutre, sont amenées à passer des portées plus faibles que les solives.

Ceci est illustré par la trame entre quatre poteaux représentée sur les figures 14a et 14b pour des portées moyennes de poutres principales, en utilisant respectivement une seule solive intermédiaire ou deux solives intermédiaires et en considérant la dalle portant dans la direction perpendiculaire aux solives (bien évidemment, la trame représentée ici se répète dans les deux directions orthogonales à l'horizontale). On peut tirer avantage d'une conception semi-rigide des assemblages entre les solives de rive et les ailes des poteaux alors que les poutres principales, venant s'attacher perpendiculairement à l'âme de ces poteaux, conduisent en pratique à des assemblages de type articulé. En alternative aux deux cas précédents, on peut envisager de grandes portées des poutres principales en réalisant leur partie métallique en treillis, la dalle portant alors sur des solives multiples de portée réduite (figure 14c).

Pour avoir quelques ordres de grandeur des dimensions d'un plancher, on se reportera à l'article [C 2 645] en ce qui concerne les dalles de différents types (épaisseurs et portées courantes). On signale toutefois que généralement :

- il est possible de dimensionner en résistance les poutres principales et les solives de manière à obtenir pratiquement la même hauteur si les portées de ces deux types d'élément sont dans le rapport 1 sur 1,5 ;

- lorsque le rapport portée/hauteur de plancher (dalle comprise) est compris entre 18 et 20 pour les solives, 15 à 18 pour les poutres principales, les flèches obtenues à l'état limite de service sont acceptables avec les sections de ces poutres dimensionnées sur la base du moment résistant, du moins pour un concept de poutre simplement appuyée à ses extrémités (des valeurs un peu plus élevées, de l'ordre de 22 à 25 pour les solives, et de 18 à 22 pour les poutres principales, sont envisageables dans un concept de poutre continue).

1.4 Mode de construction étayé ou non étayé

Sur le plan de la technique constructive d'une poutre mixte de plancher, il semble souhaitable que l'action mixte puisse être efficace pour reprendre tous les types de chargement qui s'appliquent à la structure, y compris son poids propre. Pour cela, il est nécessaire, en phase de construction, de supporter la poutre métallique jusqu'à ce que le béton ait durci suffisamment ; on dit dans ce cas que **la poutre est étayée**. Le nombre des étais ne doit pas être trop élevé ; en général, les étais sont placés à mi-portée ou aux quarts de la portée, et ils sont laissés en place jusqu'à ce que le béton de la dalle atteigne les trois quarts de sa résistance de calcul. Au stade définitif de la construction, les réactions des étais, changées de signe, sont alors à prendre en compte comme des actions supplémentaires qui s'appliquent à la poutre, du moins lorsque celle-ci est analysée par une méthode de calcul de type élastique ; il ne s'agit pas d'actions réelles mais de forces équivalentes pour le calcul de la flèche permanente et de la distribution des contraintes (en fait, des autocontraintes) en section mixte sous le poids mort de la dalle.

On doit signaler dès à présent que, lorsqu'une analyse plastique de la poutre est possible pour vérifier sa résistance ultime en flexion, la mode de construction, étayé ou non, n'a pas d'influence significative dans la mesure où le chargement limite plastique est indépendant du champ d'autocontraintes initial dans la poutre mixte ; toutefois, l'influence demeure au stade du fonctionnement en service, en particulier pour l'évaluation de la flèche.

La figure 15 illustre l'origine de la réaction d'un étai dans le cas où celui-ci se trouve à mi-portée d'une poutre simplement appuyée, soumise au poids propre G de la dalle (par mètre linéaire) ; au stade du **montage**, le diagramme du moment fléchissant $M(x)$ auquel est soumise la poutre en acier seule est évidemment plus favorable pour la poutre étayée que pour la poutre non étayée.

Au stade **définitif**, la poutre initialement étayée et fonctionnant alors en élément mixte, va être soumise en plus au diagramme triangulaire du moment fléchissant dû à la réaction d'étai $R = 5 G \ell / 8$.

Sur la base d'un calcul de poutre continue, la détermination des réactions d'étai se généralise sans difficulté au cas où l'on utilise deux ou trois étais répartis en travée.

En pratique, en dehors de certaines situations particulières (par exemple, des poutres à âmes ajourées de grande portée dépassant 20 m), **l'étayage des poutres** reste un mode de construction qui tend à être **de moins en moins employé** en bâtiment afin de réduire le temps de construction et donc son coût.

En ce qui concerne le problème de la flèche, on préfère actuellement donner aux poutres en atelier une **contreflèche** calculée pour compenser la déformation lors du bétonnage de la dalle ;

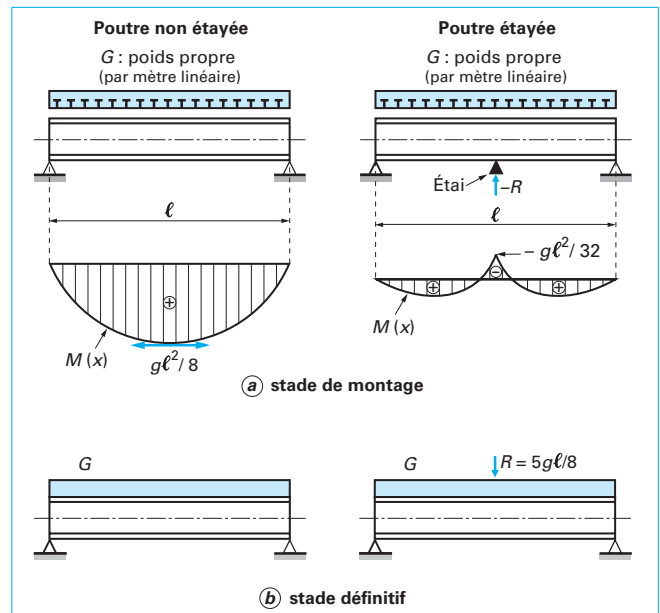


Figure 15 – Mise en évidence d'une réaction d'étai au stade définitif de la construction

cette contreflèche est réalisée à froid (à la presse) ou à chaud (technique des « chaudes de retrait »).

En revanche, un **étalement des tôles minces profilées de dalles mixtes ou des prédalles de dalles pleines** est souvent nécessaire, en particulier lorsque la portée entre solives se situe au-delà de 2,5 à 3 m (cf. [C 2 645]).

1.5 Avantages de la construction mixte en bâtiment

D'une manière générale, la collaboration d'une dalle mixte ou pleine (en béton de masse volumique normale ou éventuellement en béton léger de masse volumique supérieure à 1 750 kg/m³) avec les poutres et solives métalliques offre plusieurs avantages, entre autres les suivants :

- La **réduction du poids de la structure métallique** à chargement égal (cette réduction est encore améliorée si l'on sait tirer parti d'une continuité en flexion générale, par suite des possibilités de redistribution des moments fléchissants, comme cela est expliqué plus loin).
- L'**augmentation de la rigidité en flexion du plancher** (dans ses deux directions principales), d'où une réduction des flèches en service et la possibilité de passer de plus grandes portées à chargement égal.
- La **réduction de la hauteur des planchers**, associée à la **facilité de réaliser des poutres métalliques à âmes ajourées** permettant le passage des gaines techniques, d'où la réduction de la hauteur totale du bâtiment à nombre fixé d'étages.
- L'**amélioration appréciable de la résistance à l'incendie des poutres et solives métalliques**, pouvant devenir importante si l'âme de ces éléments est elle-même enrobée de béton.
- Le monolithisme et la rigidité dans son plan d'une dalle de plancher mixte permettent de l'utiliser comme diaphragme, c'est-à-dire comme **organe de transfert des actions horizontales vers les éléments assurant la stabilité verticale du bâtiment**. Les diagonales des palées de stabilité sont généralement réalisées en acier (pour simplifier la conception des assemblages aux nœuds),

et l'on ajoute souvent des palées de stabilité non protégées du feu de sorte qu'il s'en trouve toujours une en dehors du compartiment susceptible de subir l'incendie. Le plancher peut également prendre appui sur des voiles en béton ou des noyaux stables au feu, à condition que ces éléments soient disponibles au départ des opérations de montage.

En revanche, le principal inconvénient de la construction mixte est d'avoir à **fixer des connecteurs** à l'interface acier-béton, encore que l'opération puisse être facilitée dans certains cas (tôles profilées pré-perforées, dalles conçues simplement appuyées) avec la fixation de certains connecteurs en atelier. De même, si l'on veut tirer pleinement parti de la continuité des ossatures mixtes acier-béton, par exemple fonctionnant en portiques non contreventés, on doit s'attendre à une plus grande complexité de construction, notamment au niveau des assemblages de type poutre-poteau. La conception d'ossatures semi-continues, actuellement autorisée par les codes normatifs, peut constituer souvent une solution économiquement plus intéressante.

Mais ces quelques inconvénients restent mineurs au regard des avantages signalés et, s'il y a l'impératif de construire rapidement, sans pratiquement d'échafaudage puisque l'ossature métallique joue en grande partie ce rôle, et sans pratiquement de coffrage en bois si on utilise pour les dalles des tôles minces profilées, des prédalles ou des éléments préfabriqués prenant appui ou s'intégrant à l'ossature métallique.

2. Présentation succincte de la réglementation en vigueur

2.1 Bref historique

À proprement parler, dans le domaine de la construction mixte applicable aux bâtiments, notre pays ne possède pas de règles spécifiques (on peut signaler, en revanche, que pour le calcul des ponts mixtes acier-béton, la circulaire n° 81-63 du 28 juillet 1981, relevant du ministère de l'Urbanisme et du Logement, du ministère des Transports et du ministère de l'Environnement, s'est avérée être une réglementation d'application simple et efficace, avec des concepts déjà avancés pour l'époque, et qui a permis depuis un essor remarquable des ouvrages mixtes dans notre pays, notamment de type bipoutres).

Par conséquent, c'est vers la normalisation européenne et les **Eurocodes** qu'il convient de se tourner pour trouver un ensemble cohérent et moderne de principes et règles d'application pour le calcul des éléments et structures mixtes de bâtiments (poutres, poteaux, dalles, assemblages, ossatures...). En fait, la prise de conscience de la nécessité d'une collaboration européenne dans le domaine concerné s'est manifestée, dès 1971, par la mise en place d'une commission internationale dont l'un des principaux résultats de travail a été l'élaboration, en 1980, d'un « Code Modèle » [9].

Ce document, riche de spécifications précises encore utilisées par certains bureaux d'études, a d'ailleurs constitué la véritable référence de la première version de l'Eurocode 4, parue en 1985.

Mais la version de l'Eurocode, actuellement applicable, en totalité ou en partie, dans le cadre contractuel d'un marché public ou privé, est l'**Eurocode 4 - Partie 1-1**, paru en mars 1992 en tant que norme expérimentale (pr ENV) dans le cadre d'une procédure définie par le Comité européen de normalisation (CEN). Sa traduction en français et son adaptation en tant que Document d'application nationale (DAN) n'ont été effectuées qu'en 1994 [2]. Il a été complété, en 1997, par le DAN de l'ENV 1994-1-2, utile au calcul du comportement à l'incendie des structures mixtes [10].

La version finale, en tant que norme européenne (EN), de l'Eurocode 4 - Partie 1-1 a été disponible pratiquement à partir de septembre 2002, du moins en langue anglaise [1].

Sans rentrer dans les détails, on peut dire que l'EN 1994-1-1 apparaît plus simple et plus concis dans sa présentation que l'ENV puisque, faisant référence aux EN des Eurocodes 2 et 3, il n'introduit que des propriétés de matériaux et des principes et modèles de calcul réellement spécifiques à la construction mixte acier-béton. Mais, surtout, il offre des possibilités d'application plus larges que celles de l'ENV, avec l'introduction d'un chapitre général sur l'analyse globale d'une structure mixte (analyse linéaire ou non-linéaire, avec prise en compte des effets de la fissuration du béton, du fluage et du retrait), l'introduction également d'un chapitre spécifique aux assemblages mixtes des bâtiments, la spécification de principes et de règles de calcul pour les poutres partiellement enrobées de béton entre les semelles en acier, la généralisation de la méthode de vérification des poteaux comprimés et fléchis lorsque ceux-ci appartiennent à une structure qui n'est plus rigide (c'est-à-dire sensible à des effets géométriques du second ordre), un complément opérationnel pour les vérifications de résistance en fatigue (avec des approches spécifiques pour la connexion par goujons soudés et pour l'armature tendue en dalle fissurée), etc.

L'Eurocode 4 dans sa version EN 1994-1-1 ne pourra toutefois être utilisé dans notre pays qu'une fois sa traduction officialisée et son Annexe nationale établie et approuvée ; on peut penser raisonnablement que cette phase de travail sera achevée dans le courant 2005.

2.2 Méthodologie de dimensionnement

2.2.1 Généralités

Pour satisfaire à des exigences de sécurité, d'utilisation et de durabilité d'une structure comme dans d'autres Eurocodes structuraux, l'Eurocode 4 s'appuie en pratique sur la méthode de vérifications aux états limites, incluant dans les valeurs de calcul des actions et des propriétés des matériaux des coefficients de sécurité appropriés. Succinctement, on rappelle que les états limites ultimes sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes, tandis que les états limites de service correspondent à des états au-delà desquels les critères d'exploitation normale ne sont plus satisfaits.

La définition des actions permanentes, variables et accidentelles, relèvent de l'EN 1991 et les combinaisons de ces actions aux divers états limites (avec leurs coefficients de sécurité et d'accompagnement) de l'EN 1990. On trouvera également un exposé détaillé de cet aspect au paragraphe 2 de l'article [C 2 550]. On se contente de mentionner ci-après quelques points spécifiques à la construction mixte acier-béton.

2.2.2 États limites ultimes

On rappelle que la condition de vérification d'un état limite ultime peut s'exprimer à un niveau local ou global de la structure. Ainsi :

a) lorsque l'on considère un **état limite de rupture ou de déformation excessive** d'une section transversale, d'un élément ou d'un assemblage, on doit s'assurer que :

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

avec E_d valeur de calcul de l'effet des actions tel qu'une sollicitation (moment fléchissant, effort tranchant, etc.) ou un torseur de plusieurs sollicitations,

R_d résistance de calcul correspondante.

b) Lorsque l'on considère un **état limite de formation d'un mécanisme dans la structure** (par exemple par rotules plastiques,

avec éventuellement une instabilité de forme locale ou globale), on doit vérifier que le mécanisme ne se produit pas tant que les actions ne dépassent pas leurs valeurs de calcul, les propriétés de la structure étant prises en compte également par leurs valeurs de calcul.

Comme l'Eurocode 3 pour les constructions en acier, l'Eurocode 4 pour les constructions mixtes acier-béton fait une large place au **calcul plastique** dans les vérifications aux états limites ultimes. Ainsi, comme cela est illustré par la suite, la résistance de calcul R_d de la relation (1) pourra être déterminée par un calcul plastique pour les sections soumises à la traction, à la compression et/ou la flexion chaque fois que ces sections sont de classe 1 ou 2 (la notion de classe est rappelée dans le paragraphe 1.3 de [C 2 561]). Le calcul plastique est également très utile à la détermination de la résistance à l'effort tranchant ainsi qu'à la formulation des critères de résistance vis-à-vis des instabilités de forme (déversement des poutres mixtes en flexion, flambement des poteaux mixtes comprimés et fléchis).

Il convient de préciser, chaque fois que la condition locale de **type a)** [relation (1)] est appliquée, que l'effet E_d ne peut être déterminé que par une analyse globale de la structure de **type élastique** (ou éventuellement de **type élastique-plastique**) ; dans ce cas, en construction mixte acier-béton, il est avantageux de savoir tenir compte des effets de la fissuration du béton, ajoutés à ceux de la plastification de l'acier, voire de son voilement local, sur la redistribution des sollicitations (cf. paragraphe 1.7.2 de [C 2 561]).

En revanche, une analyse globale de **type plastique** (soit rigide-plastique, soit élastique-plastique) doit être impérativement utilisée pour le contrôle d'un état limite ultime de **type b)** correspondant à la formation d'un mécanisme de la structure (ou d'une partie de celle-ci). Toutefois, en ce qui concerne l'analyse globale de **type rigide-plastique**, celle-ci n'est envisageable pour les bâtiments mixtes que sous réserve de contrôler que les effets du 2^e ordre géométrique restent limités (un critère général est spécifié pour cela en 5.2.1 (3) de [1]), également sous réserve de satisfaire des conditions bien précises ; en particulier, il est impératif que les sections soient de classe 1 là où doivent se former des rotules plastiques (les autres conditions sont spécifiées en 5.4.5 de [1]).

Revenant à la condition (1) relative à un état limite ultime de section, d'élément ou d'assemblage, une remarque spécifique à la construction mixte s'impose au sujet du calcul de la résistance R_d . Contrairement au cas d'un élément simplement en acier où la résistance de calcul R_d est donnée par la résistance caractéristique (en valeur inférieure) R_k divisée par un facteur partiel de sécurité γ_M censé couvrir globalement toutes les incertitudes (modèle de calcul, tolérances géométriques, résistance du seul matériau acier ; cf. relation (14) de l'article [C 2 550]), l'Eurocode 4 s'est vu dans la nécessité d'adopter une philosophie intermédiaire entre celle de l'Eurocode 2 et celle de l'Eurocode 3. La difficulté résulte du fait que la résistance R_d d'un élément mixte n'est plus une fonction linéaire des limites d'élasticité f_y , f_{sk} , f_{yp} respectivement de l'acier de construction, de l'acier d'armature, de l'acier de tôle mince profilée, ni de la résistance caractéristique f_{ck} du béton ; par exemple, l'axe neutre d'une section de poutre mixte va se déplacer lorsque les forces et moments appliqués à la section varient. Pour couvrir les différentes formes d'incertitude, l'Eurocode 4 adopte la simplification suivante consistant à affecter un **facteur partiel de sécurité propre à chaque matériau** :

$$R_d = R_d (f_y / \gamma_a, f_{ck} / \gamma_c, f_{sk} / \gamma_s, f_{yp} / \gamma_{ap}) \quad (2)$$

(la simplification porte ici sur l'introduction, dans la fonction de résistance, des facteurs d'incertitude du modèle de calcul et des tolérances géométriques). Bien que les valeurs des coefficients de sécurité n'aient pas encore été fixées dans l'Annexe nationale de l'EN 1994-1-1, on peut penser que ces valeurs ne seront pas très différentes de celles spécifiées dans le Document d'application nationale (DAN) de l'ENV ; pour mémoire, ces dernières sont les

suivantes lorsqu'elles sont utilisées en parallèle avec les combinaisons d'actions dites « fondamentales » :

$$\gamma_a = \gamma_{M0} \text{ donné par l'EC3/DAN (souvent égal à 1,0 ; cf. le tableau 5 de l'article [C 2 550]) ;}$$

$$\gamma_c = 1,50 ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_{ap} = 1,10$$

Il convient d'ajouter, lorsque la résistance d'un élément mixte est affectée par une instabilité de forme pour laquelle la partie en acier de construction se trouve généralement concernée, que le coefficient γ_a prend alors la valeur γ_{M1} qui figure dans l'Annexe nationale de l'EN 1993-1-1 ; à l'heure actuelle, $\gamma_{M1} = 1,10$ dans l'EC3/DAN.

Une exception à la formulation de **type (2)** dans l'Eurocode 4 peut être relevée pour la résistance de calcul de certains connecteurs, en particulier les goujons soudés. En raison de l'interaction très complexe entre les déformations de l'acier et du béton qui détermine la ruine des connecteurs, le choix d'un facteur partiel de sécurité γ_v , de **type global** (et non pas distinct pour chaque matériau) a été jugé préférable ; dans l'EC4/DAN, la valeur $\gamma_v = 1,25$ a été adoptée.

2.2.3 États limites de service

Les exigences des états limites de service, en construction mixte acier-béton, concernent plutôt les poutres et les planchers et visent à contrôler en particulier :

- les déformations ou flèches affectant l'aspect ou l'exploitation efficace de la construction ou provoquant des dommages aux finitions ou aux éléments non structuraux ;
- les vibrations incommodes des occupants, endommageant le bâtiment ou limitant son efficacité fonctionnelle (l'aspect des vibrations n'est pas à négliger pour les planchers de grande portée) ;
- la fissuration du béton tendu, susceptible d'altérer l'aspect, la durabilité ou l'étanchéité des éléments ;
- le glissement au niveau des interfaces acier-béton de manière à ne pas remettre en cause certains calculs de vérification où les effets du glissement sont négligés ;
- etc.

Pour les bâtiments, l'Eurocode 4 n'impose pas en général de limitation des contraintes pour les poutres, ni pour les poteaux (cf. 7.2.2 de [1]) ; cependant, l'influence éventuelle d'une plastification partielle de l'acier à l'état limite de service doit être envisagée dans les méthodes de vérification, notamment pour le calcul des flèches (à noter que le risque de cumul des déformations par plasticité alternée est généralement admis comme inexistant dans les bâtiments ; cf. 5.4.5 (2) de [1]).

3. Caractéristiques des matériaux

On se contente d'indiquer ci-après quelques caractéristiques de base du béton, des armatures et des aciers de construction qui seront utiles au calcul des éléments mixtes développés dans le présent article.

3.1 Les bétons

■ Pour les bétons de masse volumique normale ($\rho \approx 2\,400 \text{ kg/m}^3$), l'Eurocode 4 s'applique aux classes de résistance allant de C 20/25 à C 60/75 et fait référence à l'Eurocode 2 pour les caractéristiques de ces bétons (cf. clause 3.1 de [1]).

L'Eurocode 4 peut également s'appliquer aux bétons légers dont les classes de résistance vont de LC 20/25 à LC 60/75 (cf. clause 11.3

Tableau 1 – Principales caractéristiques des bétons de masse volumique normale

Classe de résistance	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C 55/67	C 60/75
f_{ck}(N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50	55	60
f_{ctm}(N/mm ²)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
E_{cm}(kN/mm ²)	30	31	32	34	35	36	37	38	39

de [11]). Seules des caractéristiques pour les bétons de masse volumique normale sont données ici.

Le tableau 1 rassemble, en fonction de la classe de résistance du béton, trois caractéristiques essentielles, à savoir :

f_{ck}	résistance caractéristique à la compression sur cylindre, mesurée à 28 jours ;
f_{ctm}	résistance moyenne à la traction, à la même période ;
E_{cm}	module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme.

Pour mémoire, la classe de résistance du béton (par exemple C 30) se réfère à la résistance sur cylindre f_{ck} , le deuxième nombre correspondant à la résistance sur cube (37 N/mm² pour C 30). Vu le comportement non linéaire « contrainte-déformation » du béton, E_{cm} doit être interprété comme un module sécant moyen (entre une contrainte nulle et la contrainte $0,4 f_{cm}$, où $f_{cm} = f_{ck} + 8$ N/mm² correspondrait à la résistance maximale du béton), et pour des contraintes de courte durée.

En vue de déterminer des caractéristiques de sections de poutres mixtes homogénéisées par rapport à l'acier (par exemple, l'aire de section homogénéisée, le moment d'inertie géométrique homogénéisé), il est pratique d'introduire la notion de **coefficient d'équivalence acier-béton**, défini comme suit :

$$n_0 = E_a / E_{cm} \quad (3)$$

avec E_a module d'élasticité longitudinale de l'acier de construction.

Compte tenu de la valeur $E_a = 210$ kN/mm², le module n_0 est compris entre 5,4 et 7, mais on adopte souvent la valeur $n_0 = 6$ en première approximation.

■ Par ailleurs, sous des actions de longue durée (par exemple le poids propre de la structure et des superstructures), on sait que le béton subit une **déformation différée**, ou « **fluage** », d'autant plus importante que le niveau de contrainte est élevé, que l'humidité relative de l'environnement et l'épaisseur de dalle sont faibles et que les dosages en ciment et en eau du béton sont élevés.

Dans les poutres mixtes, le fluage provoque, au cours du temps, une redistribution des efforts internes, la dalle se déchargeant d'une partie de ses efforts sur la poutre métallique ; un phénomène semblable se produit dans les poteaux mixtes où, par exemple, le béton d'enrobage va se décharger partiellement sur le profilé métallique qu'il enrobe. L'Eurocode 4, dans sa version EN, traite la question d'une manière plus précise (mais également plus complexe) que l'ENV/DAN, en introduisant un **coefficient d'équivalence acier-béton à long terme** donné par :

$$n = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (4)$$

avec φ_t coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ spécifié dans l'Eurocode 2 (cf. clauses 3.1.4 ou 11.3.3 de [11]), fonction de l'âge t du béton au moment envisagé et de l'âge t_0 où ce même béton a été mis en charge,

ψ_L multiplicateur fonction du type de chargement (par exemple, égal à 1,1 pour les actions permanentes et à 0,55 pour les effets isostatiques et hyperstatiques du retrait du béton).

Toutefois, dans le cas des bâtiments, l'Eurocode 4 dans sa version EN (cf. clause 5.4.2.2 (11) de [1]) autorise toujours une **approche simplifiée** pour tenir compte des effets du fluage. En dehors des bâtiments destinés au stockage, il est possible d'adopter un **coefficient d'équivalence unique**, de valeur intermédiaire :

$$n = 2 n_0 \quad (5)$$

valable à la fois pour les actions à court terme et celles à long terme. On précise que cette simplification sera adoptée dans la suite de l'article, sauf mention contraire.

■ Un autre phénomène, de nature physico-chimique, affecte la déformation du béton dans le temps, avec une loi d'évolution qui peut présenter une certaine similitude avec celle du fluage ; il s'agit du **retrait** qui dépend de l'humidité relative de l'environnement, des dimensions de l'élément étudié et de la composition du béton. Là encore, l'Eurocode 4, dans sa version EN, fait référence à l'approche très élaborée de l'Eurocode 2 (clauses 3.1.4 et 11.3.3 de [11]) qui cumule le retrait par dessiccation avec le retrait au jeune âge du béton (lui-même se décomposant en retrait endogène dû à la déformation de la pâte de ciment au cours de son hydratation, et en retrait thermique résultant du refroidissement du béton après sa prise). Toutefois, l'Eurocode 4 se trouve dans la nécessité de reconnaître que pour les structures mixtes de bâtiment, les effets du retrait endogène peuvent être négligés dans le calcul des contraintes et des flèches (cf. clause 3.1.4 de [1]) et propose, dans l'Annexe C de [1], des valeurs de retrait total réduites en conséquence et conformes à l'expérience acquise durant et avant la période d'application de l'ENV. Ces valeurs sont exactement les mêmes que celles figurant dans l'ENV/DAN pour la France, à savoir :

$325 \cdot 10^{-6}$	dans les environnements secs, à l'extérieur ou à l'intérieur des bâtiments (à l'exception des éléments structuraux remplis de béton) ;
$200 \cdot 10^{-6}$	dans les autres environnements et pour les éléments structuraux remplis de béton.

Valables pour des bétons de masse volumique normale, ces valeurs seraient à multiplier par 1,5 pour des bétons légers. Le phénomène de retrait provoque des états d'autocontraintes dont la détermination peut être plus ou moins complexe selon les cas : simple détermination en section pour une poutre isostatique (on parle parfois des efforts « primaires » du retrait) ; calcul supplémentaire des réactions hyperstatiques de retrait dans le cas d'une poutre continue ou d'une ossature en portique (on parle alors d'efforts « secondaires » du retrait, même si le terme peut paraître impropre du fait que ces derniers sont parfois plus élevés que les efforts primaires).

En général, pour le bâtiment mixte, le retrait est rarement pris en considération dans les vérifications aux états limites ultimes (autres que la fatigue) ; pour qu'il en soit autrement, il faudrait être en présence de sections mixtes de classe 4 (voir la définition en [C2 561], § 1.3) qui concernent rarement le bâtiment, comme l'exprime explicitement l'ENV/DAN (en tolérant de négliger le retrait pour les sections de classe 3 de bâtiment, en extension des sections de classe 1 et 2 où l'hypothèse est pleinement justifiée par

Tableau 2 – Définition de la classe de ductilité de l'acier d'armature

Classe de ductilité	A	B	C
f_{tk}/f_{yk}	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
ε_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

la possibilité de plastification des sections ; cf. 4.1.1 (7) de [2]). Toutefois, il n'est pas exclu que le retrait puisse intervenir dans le calcul des flèches aux états limites de service, en particulier pour des poutres isostatiques de grande portée.

3.2 Les aciers d'armature

Pour les aciers d'armature, l'Eurocode 4 (version EN) fait référence complète à l'Eurocode 2 (version EN, clause 3.2 et annexe C de [11]), ce dernier concernant essentiellement les barres et fils à verrous conférant une haute adhérence, avec une limite d'élasticité f_{yk} (en valeur caractéristique pour le quantile de 5 %) ou, lorsque cette dernière n'est pas fortement prononcée, une limite caractéristique d'élasticité conventionnelle $f_{0,2k}$ à 0,2 % d'allongement rémanent, variant entre 400 et 600 N/mm². Des spécifications concernent également la soudabilité des barres d'armature et leur capacité à fléchir ; mais surtout, l'Eurocode 2 distingue **trois classes de ductilité d'armature** dans l'annexe C, à savoir la classe A (ductilité ordinaire), la classe B (bonne ductilité) et la classe C (ductilité élevée) ; plus précisément, si f_{tk} désigne la résistance ultime caractéristique en traction de l'acier d'armature et ε_{uk} l'allongement unitaire correspondant à l'atteinte de cette résistance, le tableau 2 donne les deux critères à satisfaire en termes de ε_{uk} (%) et de rapport f_{tk}/f_{yk} pour les différentes classes. À noter qu'en France, la norme NFA 35-106 [12] pour les barres et fils à haute adhérence spécifie une catégorie 3 pour les nuances d'acier anciennement désignées Fe E 400 et Fe E 500 (c'est-à-dire de limites d'élasticité 400 et 500 N/mm² respectivement) qui satisfait bien les critères de la classe B. Cette remarque a son intérêt dans la mesure où le calcul plastique en section de poutre de classe 1 ou 2 nécessite, pour être valable, d'utiliser des barres d'armature passive de classe B ou C (cf. clause 5.5.1 (5) de [1]). La classe C n'est donc pas obligatoire pour l'application de l'EN 1994-1-1 ; en revanche, elle le serait en dimensionnement sismique pour le béton armé de zones dissipatives si une ossature mixte acier-béton était conçue pour la classe de structure DCH, c'est-à-dire à haute ductilité (cf. clause 7.2.2 (1) P de [13]).

Le module d'élasticité E_s d'un acier d'armature peut varier entre 190 à 200 kN/mm². Pour simplifier les calculs en structure mixte, il est permis de prendre pour E_s la valeur $E_a = 210$ kN/mm² des aciers de construction, spécifiée dans l'Eurocode 3 (cf. clause 3.2 (2) de [1]).

3.3 Les aciers de construction

Dans la version EN 1994-1-1, l'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir de matériaux en **acier laminés à chaud** relevant des nuances allant de S235 à S460 et conformes à la norme EN 10025 (datée de janvier et mars 2002) ; cette norme, avec plusieurs parties, regroupe maintenant les aciers de construction non alliés (Partie 2), les aciers de construction soudables à grains fins à l'état normalisé ou obtenus par laminage normalisant (Partie 3), les aciers de construction soudables à grains fins obtenus par laminage thermomécanique (Partie 4) ; les aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique (Partie 5)

Tableau 3 – Valeurs nominales de f_y et f_u pour des aciers de construction courants, laminés à chaud

Norme et nuance d'acier	Épaisseur t de l'élément			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
EN 10025-3				
S355N/NL	355	490	335	470
S420N/NL	420	520	390	520
S460N/NL	460	540	430	540

et les aciers de construction pour les produits plats en acier à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu (Partie 6).

On trouvera les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u de ces différents aciers dans l'Eurocode 3 (version EN 1993-1-1, tableau 3.1 de [14]) ; des valeurs différentes doivent être adoptées selon que l'épaisseur t de l'élément ne dépasse pas ou dépasse 40 mm (ce critère, quelque peu schématique, a cependant l'avantage de la simplification pour les calculs). À titre indicatif, le tableau 3, extrait de l'Eurocode 3, donne quelques valeurs usuelles de f_y et f_u .

Des informations similaires sont données par l'Eurocode 3 pour les **profilés creux de construction** (toujours au tableau 3.1 de [14]) en conformité avec la norme EN 10210-1 (de février 2002) pour les profilés creux finis à chaud en aciers non alliés et à grains fins, et la norme EN 10219-1 (de février 2002) pour ceux formés à froid avec les mêmes types d'acier.

Pour effectuer un choix approprié de la nuance d'acier à utiliser dans le cadre des normes précitées, le projeteur peut se reporter à l'article [C 2 501] qui expose, de manière très complète et détaillée, les propriétés mécaniques des diverses nuances, leurs propriétés de mise en œuvre, leurs garanties, etc.

Dans les calculs qui suivent, on est en droit de considérer que tous ces aciers ont le même module d'élasticité longitudinale $E_a = 210$ kN/mm², le même coefficient de Poisson $\mu = 0,3$, une déformation ultime ε_u (correspondant à l'atteinte de f_u) au moins égale à $15 \varepsilon_y$ (avec ε_y égal à f_y/E_a), et un allongement à la rupture au moins égal à 15 %.

3.4 Les tôles profilées en acier pour dalles mixtes

Les caractéristiques mécaniques des tôles profilées utilisables avec l'Eurocode 4 sont détaillées dans l'EN 1993-1-3 (cf. clauses 3.1 et 3.2 de [15]), avec en particulier une valeur nominale de limite d'élasticité f_{yp} du matériau de base allant de 220 à 350 N/mm². En général, l'épaisseur des tôles est comprise entre 0,75 et 1,5 mm, chaque face étant protégée contre la corrosion par une couche de zinc d'épaisseur 0,02 mm environ réalisée par galvanisation à chaud (pour information, les exigences relatives à cette galvanisation sont données dans la norme de produits EN 10147). Un laquage peut être envisagé en complément de la galvanisation, comme cela est souvent le cas en France. Le modèle de comportement élasto-plastique parfait, avec le même module d'élasticité que celui E_a adopté pour les aciers de construction présentés dans le paragraphe 3.3, peut s'appliquer également au matériau de base des tôles profilées.