

Construction mixte acier-béton

Calcul des assemblages mixtes

par Jean-Marie ARIBERT

Professeur émérite des universités

Conseiller scientifique au CTICM

Rédacteur de l'Eurocode 4 - Partie 1-1

1.	Caractérisations des assemblages mixtes	C 5 263 - 2
1.1	Généralités	— 2
1.2	Caractérisation du comportement moment-rotation d'un assemblage	— 3
1.3	Notions sur la méthode des composants	— 4
1.3.1	Identification des composants	— 4
1.3.2	Propriétés mécaniques des composants	— 5
1.3.3	Assemblage des composants	— 5
1.4	Caractéristiques mécaniques des composants d'assemblages mixtes	— 7
1.4.1	Armature longitudinale en traction	— 7
1.4.2	Plaque de contact comprimée en acier	— 8
1.4.3	Âme de poteau soumise à la compression transversale	— 8
1.4.4	Panneau d'âme de poteau soumis au cisaillement	— 8
1.5	Exemples numériques	— 9
1.6	Capacité de rotation des assemblages mixtes	— 9
2.	Classification des assemblages mixtes	— 9
2.1	Classification par résistance	— 9
2.2	Classification par rigidité	— 9
2.3	Choix du modèle d'assemblage pour l'analyse globale de l'ossature	— 10
	Pour en savoir plus	Doc. C 2 564v2

Les méthodes de calcul des poutres mixtes ont été largement développées dans le dossier [C 2 561], celles des poteaux mixtes dans le dossier [C 2 562]. Le **calcul des assemblages entre poutres de planchers et poutres et poteaux d'ossatures** est abordé dans le présent dossier, en se basant sur une méthode très générale, dite « des composants », introduite et détaillée pour les assemblages en acier dans l'Eurocode 3 - Partie 1-8 (cf. clause 6.1.3 de [37]), puis généralisée aux assemblages mixtes dans l'Eurocode 4 - Partie 1-1 (cf. Section 8 et Annexe A de [1]). Les composants de base des assemblages en acier sont supposés ici connus ; ils comprennent non seulement les moyens d'attache tels que soudures, boulons tendus, boulons cisailés, boulons en pression diamétrale, etc. (cf. éventuellement [C 2 521]), mais également les zones de liaison des éléments poutres et poteaux (par exemple, panneau d'âme cisailé d'un poteau, âme de poteau comprimée ou tendue transversalement, semelle et âme de poutre comprimées, etc.) et les pièces intermédiaires entre ces zones de liaison (par exemple, platine d'about fléchée d'une poutre, cornières boulonnées de semelle ou d'âme, jarret entre poutre et poteau, etc.). La plupart de ces composants en acier sont répertoriés dans le dossier [C 2 554]. L'accent est mis, dans le présent dossier, sur des **composants de base additionnels** qu'il convient d'analyser pour le calcul des assemblages mixtes, comme l'**armature longitudinale tendue d'une dalle de poutre et la plaque de contact entre semelle inférieure comprimée de poutre et aile de poteau** (cf. figure 10 du dossier [C 2 560]). Le renforcement

apporté, tant en rigidité qu'en résistance, à certains composants en acier par un enrobage des éléments par le béton, notamment les poteaux, est également abordé.

Une présentation générale des assemblages mixtes, aussi bien de type poutre-poteau que de type poutre-poutre, a été donnée au § 1.2.3 de l'article [C 2 560], illustrant la grande variété des dispositions constructives possibles et laissant déjà entendre comment les caractéristiques des assemblages pouvaient interférer sur le **comportement global des ossatures**. En particulier, le concept d'ossature mixte semi-continue a été avancé, rendu possible grâce aux méthodes de calcul fournies par les Eurocodes 3 et 4, et évitant le surcoût de fabrication d'assemblages pleinement rigides et résistants lorsque les actions horizontales exercées sur l'ossature sont reprises, en totalité, par un système de contreventement approprié. Pour ces ossatures semi-continues comme pour les ossatures plus classiques de type articulé ou continu, le présent dossier donne au § 2.3 des commentaires utiles au projeteur sur les critères de choix des méthodes d'analyse globale entre les options élastique, rigide-plastique et élastique-plastique. On précisera en [C 2 564] des adaptations possibles de ces méthodes dans le contexte particulier de la construction mixte (avec des phénomènes comme la fissuration du béton, la plastification partielle de sections critiques de poutres, la redistribution de moments, le glissement acier-béton, etc.).

Après des rappels nécessaires sur la méthode des composants, sont fournies dans ce dossier les bases et expressions de calcul permettant de déterminer le **moment résistant** et la **rigidité en rotation des assemblages mixtes**, mettant plutôt l'accent sur les composants additionnels à ceux des assemblages en acier. La **modélisation des assemblages** au sein d'une ossature mixte est ensuite envisagée, en fonction de la **classification des assemblages en résistance ou en rigidité** et du **type d'analyse globale** utilisée pour l'ossature, élastique ou plastique.

La thématique « Construction mixte acier-béton » se compose de six dossiers :

- [C 2 560] : Généralités. Caractéristiques des matériaux ;
- [C 2 561] : Calcul des poutres mixtes ;
- [C 2 562] : Calcul des poteaux mixtes ;
- [C 2 563] : Calcul des assemblages mixtes ;
- [C 2 564] : Calcul des ossatures mixtes ;
- [Doc. C 2 564v2] : Pour en savoir plus.

1. Caractérisation des assemblages mixtes

1.1 Généralités

Pour mémoire et conformément à la définition donnée par l'Eurocode 4 (cf. § 1.5.2.8 de [1]), un assemblage entre un élément mixte (en fait, une poutre) et un autre élément, en acier ou mixte (par exemple, un poteau) est dit « **mixte** » lorsque l'armature longitudinale (de la poutre) est prise en compte dans le calcul pour la résistance et la rigidité de l'assemblage. À l'inverse, lorsque l'armature ne peut être prise en compte (en raison, par exemple, d'une ductilité limitée ou d'un ancrage insuffisant), l'assemblage doit être considéré comme « **métallique** ».

La figure 1 qui représente une configuration à deux assemblages de part et d'autre d'un poteau intérieur en acier, avec la collaboration des poutres en acier à une dalle mixte (continue au passage du poteau), permet d'illustrer schématiquement le mécanisme de transfert des efforts, en considérant (pour simplifier) seulement le

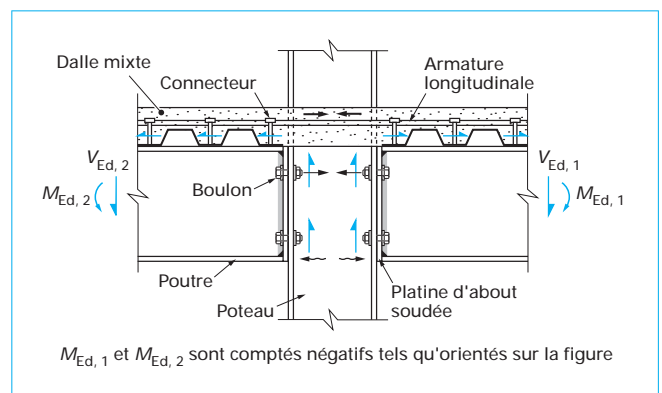


Figure 1 – Transfert des efforts dans les assemblages mixtes de chaque côté d'un poteau intérieur

moment de flexion M_{Ed} et l'effort tranchant V_{Ed} apportés par chaque poutre.

■ La capacité de chaque assemblage à résister au moment est assurée par :

— le transfert d'un effort de compression, au niveau de la semelle inférieure de poutre, à travers la semelle et l'âme du poteau ; cela suppose qu'il n'y ait pas de ruine anticipée par voilement de l'âme du poteau, la résistance de celle-ci pouvant être augmentée, si besoin, en plaçant un raidisseur transversal en prolongement des deux semelles de poutre ou une doublure d'âme ;

— le transfert de l'effort de traction à la fois dans l'armature longitudinale de la dalle et des boulons de la rangée supérieure de la platine d'about. On conçoit facilement que l'atteinte de la résistance plastique de l'armature et de celle de la rangée de boulons (qui met en œuvre l'allongement des boulons, la flexion de la platine, la flexion de la semelle du poteau et la traction locale de l'âme du poteau sollicitée transversalement) puisse exiger de ces deux composants des valeurs différentes de déformation, toutefois liées par une condition de compatibilité cinématique résultant de la rotation d'ensemble de la platine ; en outre, ces deux composants doivent rester en deçà de leurs capacités ultimes de déformation respectives ;

— le transfert de l'effort de cisaillement longitudinal par les connecteurs à l'armature, exigeant un nombre suffisant de connecteurs pour permettre à cette armature d'atteindre sa pleine résistance plastique (cf. § 1.9.4 de [C 2 561]) ;

— l'équilibre de l'armature elle-même en lui assurant un ancrage suffisant de part et d'autre du poteau. Dans le cas d'un poteau de façade sans débordement significatif de la dalle, une solution peut consister à entourer le poteau avec les barres d'armature.

■ En ce qui concerne la reprise de l'effort tranchant V_{Ed} par l'assemblage, celle-ci doit être considérée essentiellement au niveau de la partie métallique (comme pour la section de poutre ; cf. § 1.6 de [C 2 561]), donc au niveau des différents boulons de la platine d'about (les boulons de la rangée supérieure de la figure 1, travaillant à la fois en extension et en cisaillement ; cf. dans [C 2 521] le tableau 6 pour des boulons non précontraints et le paragraphe 1.4.3 pour des boulons précontraints pour la détermination de la résistance de calcul de ces boulons).

Par la suite, on s'intéressera essentiellement au cas des assemblages de type poutre-poteau, similaires à ceux de la figure 1, ou qui utilisent d'autres systèmes d'attache pouvant conduire à une rigidité en rotation et une résistance en moment relativement différentes. D'une part, ce type d'assemblage est celui qui intervient directement dans le comportement global et la résistance des ossatures en portiques, examinées en [C 2 564] ; d'autre part, le cas des assemblages de type poutre-poutre ne constitue jamais qu'un cas particulier de celui des assemblages de type poutre-poteau, comme cela apparaîtra clairement dans la méthode des composants exposée succinctement au paragraphe 1.3.

Pour la clarté de certaines notations et pour rester en conformité avec les notations des Eurocodes 3 et 4, on pourra être amené à utiliser l'indice « j » pour les assemblages, l'indice « b » pour les poutres et l'indice « c » pour les poteaux.

Pour mémoire, on indique la signification d'autres indices :

- Ed : effet de calcul ;
- Rd : résistance de calcul ;
- Cd : capacité de calcul ;
- t : traction ;
- c : compression ou béton ;
- s : armature ;
- fc : semelle de poteau ;
- wc : âme de poteau ;
- wp : panneau d'âme de poteau.

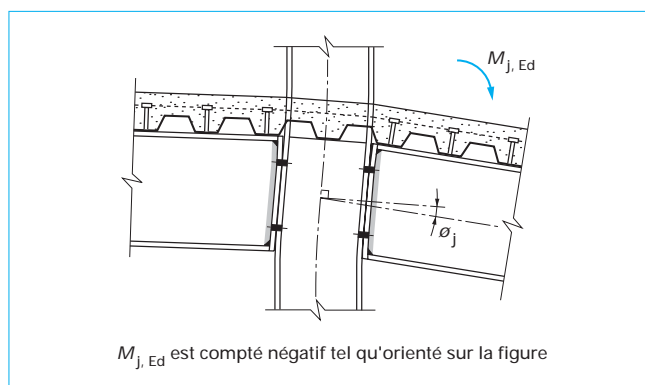


Figure 2 – Rotation d'un assemblage mixte

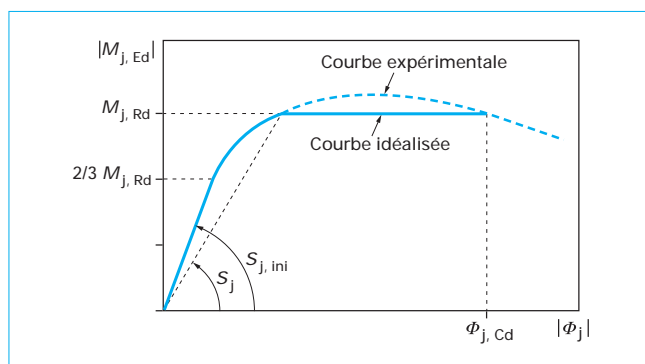


Figure 3 – Courbes « moment-rotation » expérimentale et idéalisée de l'assemblage

1.2 Caractérisation du comportement moment-rotation d'un assemblage

Considérant un assemblage poutre-poteau susceptible d'une certaine déformation en rotation (figure 2) sous l'action d'un moment $M_{j,Ed}$ sollicitant l'assemblage, la rotation Φ_j de l'assemblage est définie généralement comme la variation de l'angle (droit sur la figure) formé par la ligne moyenne du poteau et la ligne moyenne de la poutre en acier (conventionnellement, Φ_j et $M_{j,Ed}$ sont comptés négatifs lorsque l'armature de dalle est tendue). Dans le cas où le poteau est sollicité en flexion de manière dissymétrique de chaque côté ou sollicité d'un seul côté, la déformation angulaire par cisaillement ou « distorsion » du panneau d'âme peut contribuer de manière significative à la rotation Φ_j , que le panneau d'âme soit bordé ou non de raidisseurs. Sur la base de données expérimentales (interprétées de manière statistique pour tenir compte d'une certaine dispersion inévitable de ces données), il est possible d'établir une certaine courbe continue de calcul $(|M_{j,Ed}|, |\Phi_j|)$, dite **courbe « moment-rotation »**, telle que celle représentée figure 3 en tireté. En pratique, l'Eurocode 4, comme d'ailleurs l'Eurocode 3, adopte une modélisation idéalisée de la courbe précédente en trois parties, comme indiquée en trait plein sur la figure. Jusqu'aux $2/3$ du moment résistant de calcul, $M_{j,Rd}$, la courbe est supposée élastique linéaire, et caractérisée par la rigidité en rotation, $S_{j,ini}$, dite « initiale ». Entre $2 M_{j,Rd}/3$ et $M_{j,Rd}$, la courbe est non linéaire ; à l'atteinte de $M_{j,Rd}$, l'Eurocode définit également une rigidité sécante, S_j , donnée par :

$$S_j = S_{j,ini}/\eta \quad (1)$$

où le coefficient η dépend du type d'assemblage mixte.

À titre de simplification, il est permis de prendre $\eta = 2,0$ pour un assemblage à platine d'about non débordante (tel que représenté figure 2) et $\eta = 1,5$ pour un assemblage avec plaque de contact au niveau de la semelle inférieure en acier ; (cf. figure 5).

Les valeurs de η pour d'autres assemblages sont les mêmes que celles données dans l'Eurocode 3 - Partie 1-8 ; (clause 5.1.2 de [37]).

Enfin, la troisième partie de courbe idéalisée est constituée par un plateau de résistance plastique parfaite dont l'extrémité caractérise la **capacité de rotation**, $\Phi_{j, Cd}$, de l'assemblage (à l'intersection du plateau avec la courbe moment-rotation expérimentale).

Les trois caractéristiques qui viennent d'être définies, à savoir $S_{j, ini}$, $M_{j, Rd}$ et $\Phi_{j, Cd}$, sont utiles à la classification des assemblages par rigidité et par résistance, et à l'identification du modèle de comportement des assemblages en association avec le type d'analyse globale utilisée pour l'ossature (cf. § 2.3).

Une remarque peut encore être faite, concernant les figures 2 et 3 ; implicitement, le moment exercé $M_{j, Ed}$ a été considéré en flexion négative, amenant l'armature à être tendue, comme c'est le cas le plus fréquent dans les ossatures (semi-continues et même continues). On peut toutefois trouver des situations où $M_{j, Ed}$ correspond à une **flexion positive** (par exemple, une ossature continue non contreventée, avec inversion du signe du moment dû aux charges gravitaires en raison d'actions horizontales importantes, comme les actions sismiques). Dans ce cas, il existe également une courbe ($M_{j, Ed}$, Φ_j), différente de celle de la figure 3 puisqu'elle correspond à un fonctionnement plus proche d'un assemblage en acier que d'un assemblage mixte ; la caractérisation en flexion positive relève alors d'une approche tout à fait classique, détaillée dans l'Eurocode 3 - Partie 1-8. On notera toutefois que le centre de compression de l'assemblage (défini sur la figure 6.15 de [37]) se situe vers la mi-épaisseur de dalle résistante (partie de dalle au-dessus des ondes de la tôle profilée dans le cas de la figure 2), comme des recherches expérimentales l'ont confirmé [38].

Revenant au cas de la flexion négative qui importe essentiellement ici, le paragraphe suivant (§ 1.3) montre comment il est possible de déterminer les caractéristiques de l'assemblage, en particulier $S_{j, ini}$ et $M_{j, Rd}$, par un calcul analytique basé sur la méthode des composants.

1.3 Notions sur la méthode des composants

La démarche analytique de la méthode s'effectue en trois étapes :

- l'identification des composants significatifs pour le type d'assemblage étudié ;
- la détermination des propriétés mécaniques de ces composants ;
- l'opération d'association des composants pour en déduire les caractéristiques $S_{j, ini}$ et $M_{j, Rd}$ (et Φ_{Cd} éventuellement).

1.3.1 Identification des composants

L'Eurocode 3 définit un **composant de base** comme « la partie d'un assemblage qui apporte une contribution identifiée à une ou plusieurs de ses propriétés structurales » ; (cf. § 1.3(1) dans [37]).

En identifiant les composants de base d'un assemblage, il convient de distinguer ceux qui sont sollicités en traction, de ceux en compression, en flexion et en cisaillement. En fait, tous ces composants vont être modélisés mécaniquement par des ressorts en translation.

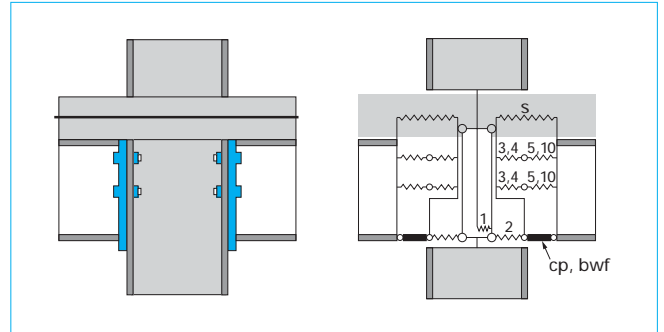


Figure 4 – Modèle simplifié de composants pour les assemblages mixtes

Des modélisations plus ou moins élaborées sont possibles ; celle représentée à droite de la figure 4, adoptée par l'Eurocode 4, peut être considérée comme « simplifiée » pour le cas des assemblages mixtes de poteaux intérieurs, en utilisant des **ressorts** à différents niveaux :

- un ressort seul représentant l'armature tendue de la dalle, caractérisé par l'indice « s » (comme dans l'Eurocode 4) ;
- quatre ressorts en série au niveau de chaque rangée de boulons tendus, représentant l'âme de poteau tendue transversalement, la semelle fléchie du poteau, la platine d'about fléchie et les boulons tendus, avec les indices respectifs 3, 4, 5 et 10 (comme ceux de l'Eurocode 3) ;
- et deux ressorts en série au niveau inférieur, représentant le panneau d'âme cisailé du poteau et l'âme du poteau comprimée transversalement, avec les indices respectifs 1 et 2 (identiques à ceux de l'Eurocode 3).

A priori, on pourrait être surpris par la représentation du panneau d'âme cisailé au moyen d'un ressort en translation d'indice 1 ; bien que cet aspect relève typiquement des assemblages en acier, on peut rappeler ici que l'effet du panneau d'âme cisailé est répercuté sur la flexion de l'assemblage (rotation et moment résistant) au moyen d'un certain **paramètre de transformation** β (cf. § 5.3(7) de [37]). Ce paramètre β dépend en priorité des deux moments exercés sur les assemblages de part et d'autre du poteau, et en pratique on peut adopter :

$$\beta = |1 - M_{j, Ed, 2} / M_{j, Ed, 1}| \leq 2 \quad (2)$$

pour l'assemblage de droite, et :

$$\beta = |1 - M_{j, Ed, 1} / M_{j, Ed, 2}| \leq 2 \quad (3)$$

pour l'assemblage de gauche (les moments étant comptés en valeur algébrique).

Comparativement à des modèles plus sophistiqués d'assemblages mixtes développés dans la littérature (par exemple, [39] [40]), le modèle présenté ici, admis dans l'Eurocode 4, comporte **plusieurs simplifications**, indiquées ci-après.

■ La **barre rigide**, d'indices « cp, bwf », dans le prolongement du ressort d'indice 2, ne rentre pas dans le modèle d'assemblage à proprement parler ; elle signifie simplement une limitation de l'effort de compression transmis à l'assemblage localement par la semelle et par une partie de l'âme de la poutre en acier (indice « bwf » ; cf. § 6.2.6.7 de [37]) et, en l'absence de platine d'about, également par l'intermédiaire d'une plaque de contact (indice « cp » ; cf. 1.4.2).

■ La présence éventuelle d'un **enrobage partiel de béton** entre les semelles du poteau ne se traduit pas par des composants de base supplémentaires ; on renforce simplement la rigidité et la résistance des ressorts 1 et 2 déjà mentionnés, le béton d'enrobage étant

transformé en acier équivalent à l'aide du coefficient d'équivalence n_0 , donné par la relation (3) de [C 2 560] (à noter que l'Eurocode 4 permet de négliger le phénomène de fluage dans le calcul des assemblages ; cf. § 8.2.3 de [1]).

■ **La déformation et la résistance de la dalle au contact de l'une des ailes du poteau** (en dehors du cas plutôt rare où le poteau est sollicité symétriquement par des moments rigoureusement égaux $M_{j, Ed, 1}$ et $M_{j, Ed, 2}$) ne rentre pas ici dans le modèle d'assemblage. Là encore, une résistance limite doit être prise en compte pour le transfert des efforts de la dalle au poteau, par exemple sur la base d'un modèle de bielle-tirant, classique en béton armé, et exigeant la présence d'une armature transversale adéquate pour le bon fonctionnement des bielles de béton (cf. § 4.2 de [C 2 564]).

■ **Le glissement de la connexion acier-béton** au voisinage immédiat de chaque assemblage n'est pas représenté figure 4 par un composant spécifique. Toutefois, ce glissement peut influencer la rigidité de l'armature et donc la rigidité en rotation de l'assemblage, *a fortiori* lorsque la poutre mixte présente une connexion partielle. L'Eurocode 4 (cf. annexe A3 de [1]) fournit un coefficient de réduction de la rigidité de l'armature, basée sur une théorie d'interaction élastique confirmée par des simulations numériques [41]. Par ailleurs, en phase de comportement inélastique, la rotation due au glissement peut être ajoutée à celle due à l'allongement de l'armature, conduisant par conséquent à un effet favorable pour la capacité de rotation de l'assemblage [42].

■ **L'élément rigide « coudé »** faisant la liaison verticalement figure 4 entre l'extrémité de gauche du ressort d'armature « s », les extrémités de gauche des ressorts « 3 » des rangées de boulons et l'extrémité de droite du ressort « 2 », simplifié, de toute évidence, le couplage cinématique entre les composants retenus par l'Eurocode 4. Cet élément de couplage, lié au mouvement d'ensemble de l'aile du poteau (et de la platine d'about lorsqu'elle est présente) pourrait ne pas être « coudé » et lier les rangées de boulons entre les ressorts 4 et 5 sans rejoindre obligatoirement l'armature, cette dernière n'étant par ailleurs plus interrompue comme dans le modèle de la figure 4 (mais continue, comme dans la réalité). Avec ces modifications, le couplage des composants verticalement serait plus complexe, nécessitant des calculs itératifs pour caractériser l'assemblage...

Pour en terminer avec le modèle de composants de l'Eurocode 4, même s'il peut apparaître simplifié à certains égards, on peut dire qu'il constitue déjà un outil parfaitement opérationnel pour caractériser la plupart des **assemblages mixtes de type poutre-poteau**, également les **assemblages mixtes de type poutre-poutre** (il suffit de supprimer les composants 1, 2, 3 et 4 propres au poteau) et même les **assemblages en acier** (en supprimant le composant « s » de l'armature de dalle).

1.3.2 Propriétés mécaniques des composants

Dans les Eurocodes 3 et 4, le comportement de chaque composant de base i est supposé de type élastique-plastique parfait. Si w_i est l'allongement (ou le raccourcissement) du ressort, F_i l'effort sollicitant le ressort, les Eurocodes précités donnent systématiquement pour le composant :

- sa résistance de calcul (au sens plastique parfait) : $F_{i, Rd}$;
- sa rigidité initiale en translation :

$$k_i = F_i / (E_a w_i) \quad (4)$$

(toujours ramenée au module d'élasticité de l'acier E_a , même si le composant est renforcé par du béton, comme déjà expliqué § 1.3.1 (cf. coefficient n_0) ;

- et parfois, mais plutôt à titre indicatif, une capacité de déformation de calcul, $w_{i, Cd}$.

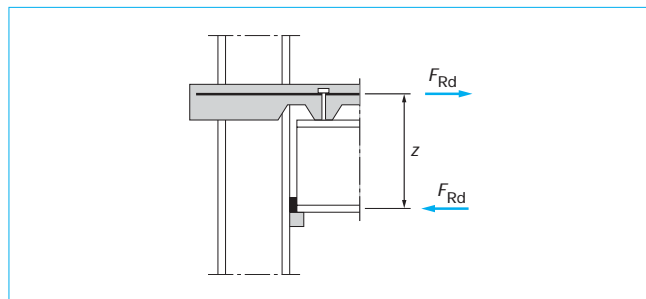


Figure 5 – Assemblage mixte avec plaque de contact

On donne au § 1.4 des expressions analytiques de k_i et $F_{i, Rd}$ uniquement pour des composants spécifiques des assemblages mixtes, les composants en acier pouvant être trouvés dans l'Eurocode 3 - Partie 1-8.

1.3.3 Assemblage des composants

Le passage des courbes force-déformation des composants individuels à la courbe moment-rotation d'un assemblage s'obtient en satisfaisant la compatibilité cinématique entre les déformations individuelles et la rotation de l'assemblage (cf. l'élément rigide de couplage vertical, évoqué au § 1.3.1), tout en exprimant l'équilibre entre les efforts individuels et le moment de l'assemblage. En outre, les limitations relatives à la résistance et à la capacité de déformation des composants doivent être considérées avec la plus grande attention.

1.3.3.1 Détermination du moment résistant de calcul

On considère ici deux cas.

■ Cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact

Dans un tel assemblage, la partie en acier n'apporte aucune résistance de traction pour reprendre la flexion (ici obligatoirement négative). Comme le montre la figure 5, l'effort de compression est supposé aligné avec la fibre médiane de la semelle comprimée de la poutre alors que l'effort de traction se situe au centre de gravité des barres d'armature. La valeur F_{Rd} correspond à la plus faible des résistances des composants concernés par ce type d'assemblage, à savoir $F_{s, Rd}$ pour l'armature tendue, $F_{2, Rd}$ pour l'âme du poteau en compression transversale, $F_{1, Rd}$ pour le panneau d'âme du poteau en cisaillement, $F_{cp, Rd}$ pour la résistance en compression de la plaque de contact en acier et $F_{bwf, Rd}$ pour la résistance en compression de la semelle et de la partie d'âme comprimée de la poutre. On en déduit :

$$M_{j, Rd} = F_{Rd} z \quad (5)$$

avec $F_{Rd} = \min \{F_{s, Rd}, F_{1, Rd}, F_{2, Rd}, F_{cp, Rd}, F_{bwf, Rd}\}$,
 z bras de levier entre l'effort de compression et l'effort de traction mentionnés.

Pour que le résultat (5) soit correct, il convient encore de s'assurer que le déséquilibre d'effort dans la dalle (représenté par F_{Rd} dans le cas particulier de la figure 5) ne crée pas de ruine prématurée par écrasement du béton au contact de l'aile du poteau (cf. § 1.3.1 et § 4.2 de [C 2 564]).

■ Cas de l'assemblage mixte avec platine d'about

Un assemblage mixte poutre-poteau dont la partie métallique est boulonnée par platine d'about est représenté figure 6. Les efforts de traction due à la flexion négative sont repris à la fois par l'armature, $F_{t1, Rd}$, et par la rangée supérieure de boulons, $F_{t2, Rd}$. L'armature étant ductile (classe B ou C ; cf. § 3.2 de [C 2 560]), une fois atteinte sa résistance plastique de calcul ($F_{t1, Rd} = F_{s, Rd}$ définie au § 1.4.1), elle est capable de se déformer de manière à permettre

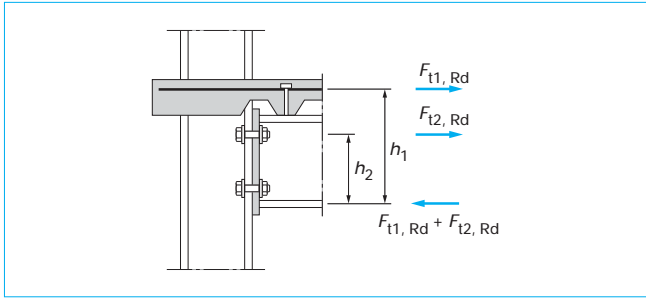


Figure 6 – Assemblage mixte avec platine d'about

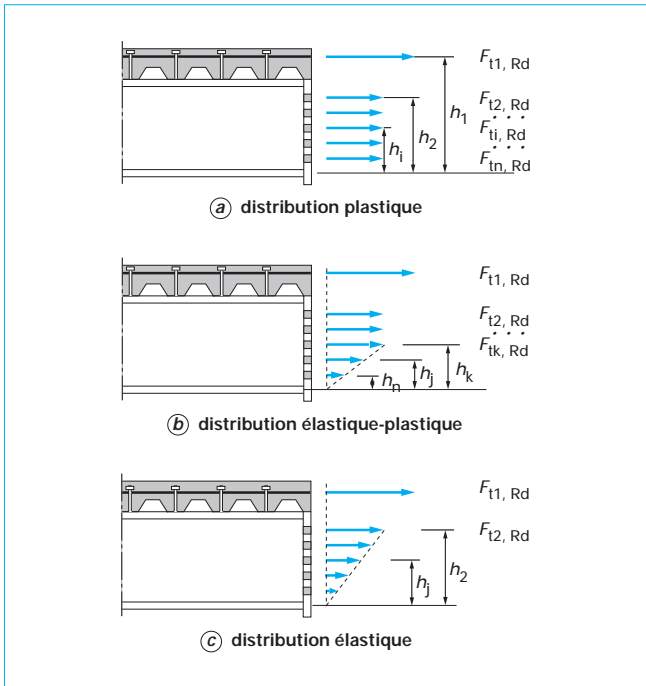


Figure 7 – Distributions des efforts dans les rangées de boulons

à la rangée de boulons d'atteindre à son tour sa résistance de calcul :

$$F_{t2, Rd} = \min (F_{3, Rd}, F_{4, Rd}, F_{5, Rd}, F_{10, Rd})$$

où les quatre composants de la rangée de boulons ont déjà été explicités (cf. § 1.3.1). Si la somme de ces deux efforts de traction ne dépasse pas la résistance en compression au droit de la semelle comprimée en acier, soit :

$$F_{t1, Rd} + F_{t2, Rd} \leq F_{c, Rd} \quad (6)$$

$$\text{avec } F_{c, Rd} = \min (F_1, Rd, F_2, Rd, F_{cp, bwf, Rd}) \quad (7)$$

alors le moment résistant de calcul de l'assemblage est donné par :

$$M_{j, Rd} = F_{t1, Rd} h_1 + F_{t2, Rd} h_2 \quad (8)$$

avec h_1 et h_2 bras de levier des deux composants 1 et 2 par rapport au centre de compression, situé à mi-épaisseur de la semelle comprimée en acier.

Le cas où l'assemblage métallique comporte **plus de deux rangées de boulons** et/ou la condition analogue à (6) n'est pas satisfaite nécessite un peu plus d'attention. Selon la capacité de

déformation des rangées de boulons, trois types de distribution des efforts de ces rangées sont à envisager si l'on veut expliciter davantage l'Eurocode 4 (cf. § 8.3.2 de [1]) :

- une distribution plastique ;
- une distribution élastique-plastique ;
- une distribution élastique.

■ Sur la figure 7a, la **redistribution plastique des efforts s'opère progressivement** lorsque le moment exercé sur l'assemblage augmente, depuis la rangée supérieure des boulons jusqu'à la rangée inférieure lorsque la capacité de déformation des rangées de boulons est suffisante. Implicitement, la version EN de l'Eurocode 3 considère que pour une rangée de boulons isolée, il en est ainsi lorsque $F_{ti, Rd}$ est régie par l'une des résistances des trois composantes $F_{3, Rd}$ (âme du poteau en traction), $F_{4, Rd}$ (semelle du poteau fléchie) et $F_{5, Rd}$ (platine d'about fléchie), à condition toutefois d'avoir :

$$F_{ti, Rd} \leq 1,9 B_{t, Rd} \quad (9)$$

avec $B_{t, Rd}$ résistance de calcul en traction d'un boulon, la rangée comportant ici deux boulons (cf. § 6.2.7.2 (6) et (9) de [37]). La justification du critère (9) peut être trouvée en [43].

Le moment résistant de calcul de l'assemblage est alors donné par :

$$M_{j, Rd} = \sum_{i=1}^n F_{ti, Rd} h_i \quad (10)$$

où l'armature en traction ($i = 1$) est incluse dans la sommation.

■ La figure 7b illustre le cas où la **redistribution plastique des efforts entre rangées de boulons serait illicite** en raison de l'insuffisance de la capacité de déformation de la dernière rangée de boulons atteignant sa résistance de calcul, soit $F_{tk, Rd}$; cette résistance est associée en fait à la rupture des boulons soit seuls, soit en mode mixte avec mécanisme partiel de la semelle ou de la platine fléchie, avec $F_{tk, Rd} > 1,9 B_{t, Rd}$. Dans les rangées de boulons situées au-dessous de la rangée k , les efforts de type élastique varient linéairement au prorata de leur bras de levier par rapport au centre de compression, d'où la nouvelle expression du moment résistant de calcul de l'assemblage :

$$M_{j, Rd} = \sum_{i=1}^{k-1} F_{ti, Rd} h_i + (F_{tk, Rd} / h_k) \sum_{j=k}^n h_j^2 \quad (11)$$

■ Enfin, la **distribution totalement élastique** des efforts de rangées de boulons, représentée figure 7c, correspond au cas précédent avec $k = 2$; en pratique, elle concerne les cas d'épaisseurs élevées de semelle de poteau et de platine d'about, également les cas de grandes hauteurs de poutre. L'expression (11) reste valable, la première sommation se réduisant à l'armature tendue ($i = 1$).

Un dernier point reste à préciser : les trois distributions d'efforts qui viennent d'être présentées peuvent éventuellement être tronquées de manière à ce que la somme de ces efforts (incluant celui de l'armature) ne dépasse pas la résistance en compression, $F_{c, Rd}$, au droit de la semelle comprimée en acier, définie en (7) ; (cf. § 6.2.7.2 (7) de [37]). Lorsque cette troncature s'impose, les expressions (10) et (11) de $M_{j, Rd}$ restent valables, mais la sommation sur l'indice i ou l'indice j est arrêtée à la rangée m telle que :

$$\sum_{l=1}^m F_{tl} \leq F_{c, Rd} \leq \sum_{l=1}^{m+1} F_{tl} \quad (12)$$

avec F_{tl} effort de traction dans la rangée l , aussi bien de type plastique ($F_{tl} = F_{tl, Rd}$) que de type élastique ($F_{tl} = (F_{tk, Rd} / h_k) h_l$).

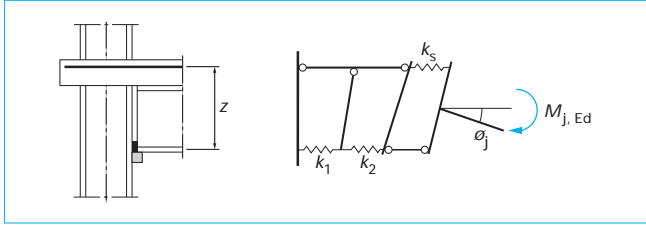


Figure 8 – Modèle de ressorts pour l'assemblage à plaque de contact

1.3.3.2 Détermination de la rigidité en rotation

Certains modèles de composants [40] [41] peuvent distinguer la rigidité en rotation du panneau d'âme du poteau et celle résultant des autres composants introduits dans la section au droit de l'axe du poteau ; le modèle simplifié de la figure 4 conduit à une rigidité pour l'ensemble de l'assemblage, comme expliqué ci-après sur les deux types d'assemblage déjà considérés pour le calcul du moment résistant.

■ Cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact

La figure 8 donne le modèle de ressorts convenant à ce cas d'assemblage où k_1 représente le panneau d'âme du poteau en cisaillement, k_2 l'âme du poteau (non raidie) soumise à la compression exercée par la plaque de contact, et k_s l'armature longitudinale tendue. La plaque de contact proprement dite est supposée avoir une rigidité infinie (cf. § A.2.1.2 (1) de [1]).

L'effort dans chaque ressort est le même, soit F , et le moment exercé sur le modèle est $M_{j,Ed} = Fz$ (où le bras de levier z a déjà été défini au § 1.3.3.1). La rotation θ_j de l'assemblage étant égale à $(w_1 + w_2 + w_3)/z$, on en déduit :

$$S_{j,ini} = \frac{M_{j,Ed}}{\Phi_j} = \frac{Fz}{\sum \frac{w_i}{z}} = \frac{Fz^2}{\frac{F}{E_a} \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{E_a z^2}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (13)$$

■ Cas de l'assemblage mixte avec platine d'about

Le modèle de ressorts est plus complexe que précédemment, comme le montre la figure 9a au départ. Mais le modèle peut se simplifier au moyen de ressorts équivalents. Tout d'abord, les ressorts en série de la rangée supérieure des boulons, ici numérotée 2, peuvent être remplacés par un seul ressort dit « efficace », de rigidité $k_{eff,2}$; l'expression de $k_{eff,2}$, et plus généralement de $k_{eff,r}$ pour une rangée de boulons numérotée r dans le cas d'une platine d'about comportant plus de deux rangées, est immédiate :

$$k_{eff,r} = 1 / \sum_i (1/k_{i,r}) \quad (14)$$

On aboutit de la sorte à la configuration de la figure 9b. Les ressorts tendus $k_{eff,r}$ intervenant en parallèle, le moment exercé sur l'assemblage est nécessairement égal à :

$$M_{j,Ed} = \Phi_j \sum_r k_{eff,r} h_r^2$$

La résultante des efforts de traction étant égale à $\Phi_j \sum_r k_{eff,r} h_r$,

on en déduit la distance z de cette résultante par rapport au centre de compression, soit :

$$z = \left(\sum_r k_{eff,r} h_r^2 \right) / \left(\sum_r k_{eff,r} h_r \right) \quad (15)$$

D'où la valeur de rigidité équivalente, k_{eq} , du ressort unique remplaçant tous les ressorts efficaces tendus et se situant à la cote z :

$$k_{eq} = \left(\sum_r k_{eff,r} h_r \right) / z \quad (16)$$

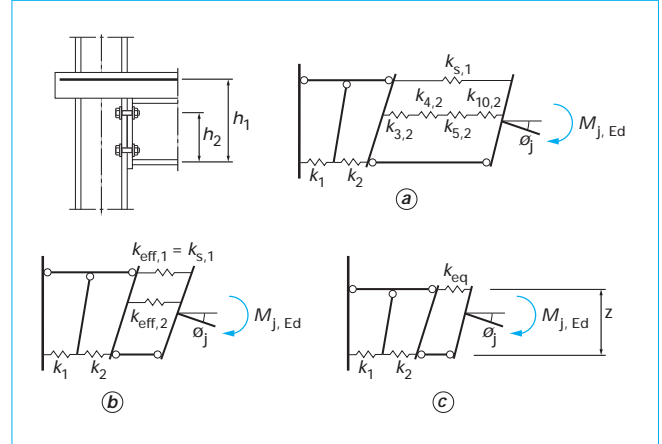


Figure 9 – Modèles successifs de ressorts pour l'assemblage avec platine d'about

On obtient alors la configuration de la figure 9c, tout à fait identique à celle de la figure 8 dont le calcul de $S_{j,ini}$ a été donné en (13).

1.4 Caractéristiques mécaniques des composants d'assemblages mixtes

Les expressions qui suivent sont celles spécifiées et recommandées respectivement dans la section 8 et l'annexe A (informative) de [1]. Pour chaque composant i considéré, on donne l'expression de la résistance, $F_{i,Rd}$, puis de la rigidité k_i .

1.4.1 Armature longitudinale en traction

■ La résistance de calcul est donnée par :

$$F_{s,Rd} = A_s f_{sd} \quad (17)$$

avec A_s aire totale de la section des barres d'armature sur la largeur participante sous flexion négative (cf. § 1.2 de [C 2 561]),

f_{sd} valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier d'armature (pour mémoire, $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$; cf. § 2.2.2 de [C 2 560]).

■ Quant au coefficient de rigidité k_s , en considérant le cas d'un poteau intérieur (figure 1) avec $|M_{j,Ed,1}| > |M_{j,Ed,2}|$, et en prenant le même module d'élasticité pour l'armature et l'acier de construction, il peut être évalué par :

$$k_s = \frac{A_s}{h_c [(1 + \beta)/2 + K_\beta]} \quad (18)$$

pour l'assemblage de droite, le plus sollicité, et par :

$$k_s = \frac{A_s}{h_c [(1 - \beta)/2]} \quad (19)$$

pour l'assemblage de gauche, le moins sollicité.

h_c est la hauteur du profilé du poteau et K_β a pour expression :

$$K_\beta = \beta (4,3' \beta^2 - 8,9 \beta + 7,2) \quad (20)$$

avec β paramètre de transformation du cisaillement du panneau d'âme, donné en (2) et (3).

Dans le cas particulier du chargement symétrique ($M_{j, Ed, 1} = M_{j, Ed, 2}$), le coefficient β est nul, et on trouve pour k_s la valeur évidente :

$$k_s = A_s / (0,5 h_c) \quad (21)$$

Dans le cas d'un poteau de façade avec un assemblage d'un seul côté, les expressions (18) et (20) sont encore applicables en faisant $\beta = 1$.

1.4.2 Plaque de contact comprimée en acier

■ La **résistance de calcul en compression** de la plaque est donnée par :

$$F_{cp, Rd} = b_{cp} \min \{h_{cp}, 2t_{cp}\} f_y / \gamma_{Mo} \quad (22)$$

où b_{cp} , h_{cp} , t_{cp} et f_y désignent respectivement la largeur, la hauteur, l'épaisseur et la limite d'élasticité de la plaque. Pour mémoire, γ_{Mo} est le coefficient partiel de sécurité de l'acier (cf. § 2.2.2 de [C 2 560]).

■ Par ailleurs, comme déjà mentionné au § 1.3.3.2, on peut supposer que la plaque de contact a un **coefficient de rigidité** infini.

1.4.3 Âme de poteau soumise à la compression transversale

■ La **résistance de calcul** de l'âme de poteau non raidie, soumise à la compression transversale, est basée sur l'utilisation d'une largeur efficace de l'âme $b_{eff, c, wc}$ (cf. relation (6.9) au § 6.2.6.2 (1) de [38]). En présence d'une platine d'about boulonnée, $b_{eff, c, wc}$ est donnée dans l'Eurocode 3 (relation (6.11) de [37]). Pour un assemblage par plaque de contact, l'expression de $b_{eff, c, wc}$ est similaire à la précédente, mais en supposant une diffusion à 45° de l'effort de compression à travers la plaque de contact (et non plus à travers la platine).

Lorsque l'âme du poteau en acier est **enrobée de béton**, la résistance de calcul déterminée précédemment, $F_{c, wc, a, Rd}$, peut être augmentée d'une contribution, $F_{c, wc, c, Rd}$, due à l'enrobage ; cette contribution peut être évaluée par (cf. relation (8.5) de [1]) :

$$F_{c, wc, c, Rd} = 0,85 k_{wc, c} (b_c - t_{wc}) l_{eff, c} f_{cd} \quad (23)$$

avec b_c largeur de l'âme du poteau,
 t_{wc} épaisseur de l'âme du poteau,
 $l_{eff, c}$ largeur efficace du béton en compression transversale, déterminée de façon similaire à la largeur efficace de l'âme $b_{eff, c, wc}$ en présence d'une platine d'about ou d'une plaque de contact (mais sans tenir compte de la contribution du congé âme-semelle du poteau).

Quant au facteur $k_{wc, c}$, il traduit un effet favorable de la compression longitudinale dans le béton :

$$k_{wc, c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{cs, Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (24)$$

$\sigma_{cs, Ed}$ est la contrainte de compression longitudinale exercée dans l'enrobage de béton armé par la part d'effort normal, $N_{cs, Ed}$, concernant l'enrobage (cf. relation (31) de [C 2 562]).

■ En ce qui concerne maintenant les **valeurs du coefficient de rigidité** k_2 , celle pour l'âme de poteau non raidie, en présence d'une platine d'about, est donnée dans l'Eurocode 3 (cf. § 6.3.2 de [37]), soit pour mémoire :

$$k_2 = 0,7 b_{eff, c, wc} t_{wc} / d_c \quad (25)$$

avec $b_{eff, c, wc}$ largeur efficace de l'âme en présence de la platine,
 d_c hauteur « libre » de l'âme du poteau (c'est-à-dire la hauteur de l'âme avec déduction des congés).

En présence d'une plaque de contact, il convient de prendre seulement (cf. relation (A.1) de [1]) :

$$k_2 = 0,2 b_{eff, c, wc} t_{wc} / d_c \quad (26)$$

avec $b_{eff, c, wc}$ largeur efficace de l'âme en présence de la plaque de contact.

Lorsque l'âme du poteau en acier est enrobée de béton, les rigidités k_2 précédentes peuvent être augmentées d'une valeur $k_{2, c}$ pour tenir compte de l'enrobage, donnée par (cf. relation (A.4) de [1]) :

$$k_{2, c} = 0,5 (E_{cm} / E_a) b_c l_{eff, c} / h_c \quad (27)$$

en présence d'une platine d'about, et par (cf. relation (A.3) de [1]) :

$$k_{2, c} = 0,13 (E_{cm} / E_a) b_c l_{eff, c} / h_c \quad (28)$$

en présence d'une plaque de contact ; la largeur efficace du béton, $l_{eff, c}$, a été définie à l'occasion de la relation (23).

1.4.4 Panneau d'âme de poteau soumis au cisaillement

■ La **résistance de calcul** d'un panneau d'âme de poteau en cisaillement a pour valeur :

$$V_{wp, Rd} = V_{wp, a, Rd} = \frac{0,9 A_{vc} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}} \quad (29)$$

avec A_{vc} aire de cisaillement de la section du poteau (cf. § 6.2.6.1 de [37]).

Lorsque l'âme du poteau est enrobée de béton, cette résistance peut être augmentée selon la formule suivante (cf. § 8.4.4.1 (2) de [1]) :

$$V_{wp, Rd} = V_{wp, a, Rd} + V_{wp, c, Rd} \quad (30)$$

avec $V_{wp, c, Rd} = 0,85 v_{wc, c} A_c f_{cd} \sin \theta$ (31)

$$\theta = \arctan [(h_c - 2 t_{fc}) / z] \quad (32)$$

$$A_c = (b_c - t_{wc}) [0,8 (h_c - 2 t_{fc}) \cos \theta] \quad (33)$$

La formule (31) peut s'interpréter comme la contribution en cisaillement d'une bielle de béton, inclinée de l'angle θ par rapport à l'axe du poteau, et de section efficace A_c . t_{fc} est l'épaisseur de l'âme du poteau en acier et z le bras de levier entre la résultante des efforts des composants tendus et le centre de compression (cf. relation (15)). Quant au facteur $v_{wc, c}$, il traduit l'effet favorable de la compression de calcul, N_{Ed} , exercée dans le poteau, soit :

$$v_{wc, c} = 0,55 \left(1 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{pl, Rd}} \right) \leq 1,1 \quad (34)$$

avec $N_{pl, Rd}$ résistance plastique de calcul de la section du poteau incluant l'enrobage (cf. § 2.3 de [C 2 562]).

À ce stade, que $V_{wp, Rd}$ soit donné par (29) ou par (30), il est utile de préciser que la résistance de calcul qui caractérise le composant « 1 » de la figure 4 doit être évalué à l'aide de la relation :

$$F_{1, Rd} = V_{wp, Rd} / \beta \quad (35)$$

où β est le paramètre de transformation exprimé en (2) et (3).

■ En ce qui concerne la **rigidité** k_1 du panneau d'âme en présence d'une platine d'about, elle n'est autre que celle donnée dans l'Eurocode 3 (cf. § 6.3.2 de [37]), soit pour mémoire :

$$k_1 = 0,38 \frac{A_{vc}}{\beta z} \quad (36)$$

où le bras de levier z est toujours donné par la relation (15).

En présence d'une plaque de contact, il convient de prendre une valeur légèrement réduite, plus précisément :

$$k_1 = 0,87 \frac{0,38 A_{vc}}{\beta z} \quad (37)$$

(en notant que z n'a pas *a priori* la même valeur qu'en (36) ; cf. figure 5).

Enfin, lorsque l'âme du poteau en acier est enrobée de béton, on peut augmenter la rigidité k_1 de la relation (36) ou (37) d'un terme $k_{1,c}$ égal à (cf. relation (A.2) de [1]) :

$$k_{1,c} = 0,06 (E_{cm} / E_a) \frac{b_c h_c}{\beta z} \quad (38)$$

1.5 Exemples numériques

On peut trouver des exemples de calcul détaillés de $M_{j,Rd}$ et $S_{j,ini}$ pour des configurations d'assemblage semblables à celles des figures 5 et 6 dans l'annexe 5 de [44]. On trouve également des exemples de calcul d'assemblages mixtes avec platine d'about mince ou épaisse, éventuellement renforcée par un jarret, soumis à une flexion positive ou négative, dans l'annexe de [45].

1.6 Capacité de rotation des assemblages mixtes

Bien que la capacité de rotation d'éléments structuraux, en particulier des assemblages de type poutre-poteau dans les constructions semi-continues, soit essentielle à connaître lorsqu'une redistribution des moments est admise dans l'analyse globale, la détermination par le calcul de cette capacité de rotation ne relève pas, en général, d'une démarche classique pour les projeteurs. Théoriquement, la **modélisation par composants** peut être utilisée pour déterminer cette capacité, sous réserve de connaître au préalable la **capacité de déformation en translation de chaque composant**, intervenant comme un ressort non linéaire.

Une capacité de rotation importante pour un assemblage mixte avec platine d'about implique également une capacité de rotation importante pour la partie métallique de l'assemblage (le problème ne se posant évidemment pas dans le cas d'un assemblage par plaque de contact). L'Eurocode 3 (cf. § 6.4.2 de [37]) n'indique pas de méthode pour le calcul de $\Phi_{j,Cd}$, mais il affirme que la capacité de rotation des **assemblages en acier** est suffisante pour une analyse globale plastique des ossatures lorsque le moment résistant de calcul, $M_{j,Rd}$, est régi par l'une des résistances suivantes :

- la résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement ;
- la résistance de la semelle de poteau fléchi ou de la platine d'about fléchi, sous réserve que l'épaisseur t de la semelle ou de la platine ne soit pas trop épaisse, plus précisément qu'elle satisfasse la condition :

$$t \leq 0,36 d \sqrt{f_{ub} / f_y} \quad (39)$$

avec d diamètre nominal des boulons (chaque rangée comportant ici 2 boulons),

f_{ub} résistance ultime en traction des boulons,

f_y limite d'élasticité de la semelle ou de la platine.

Avec les **assemblages mixtes**, la plastification de l'armature de dalle en traction constitue le paramètre déterminant dans l'évaluation de $\Phi_{j,Cd}$. La capacité de déformation de l'armature dépend non seulement de la ductilité de l'acier (cf. § 3.2 de [C 2 560]) et de la longueur participante de cette armature dans la zone de l'assemblage (implicitement introduite dans les formules (18) et (19)), mais aussi de l'effet de rigidité du béton tendu entre fissures et de la distance entre l'aile du poteau et le premier connecteur de la dalle. En particulier, l'effet de rigidité du béton tendu prend une plus grande importance lorsque l'armature se plastifie, en favorisant l'atteinte prématurée de la déformation ultime de l'acier au sein d'une fissure. Tenant compte de ce phénomène, un modèle simplifié par composants a pu être établi pour évaluer $\Phi_{j,Cd}$, et être confirmé

par l'expérience [46] ; on peut également trouver un résumé de ce modèle dans l'annexe 2 de [44].

2. Classification des assemblages mixtes

Comme pour les assemblages en acier, les assemblages mixtes peuvent être classés en fonction de leur résistance et de leur rigidité en rotation (cf. § 8.2.3 de [1]). Cette classification, associée à un choix particulier d'analyse globale de l'ossature, permet de définir un type de modèle d'assemblage (articulé, semi-continu, continu) pour cette analyse, comme expliqué plus loin au § 2.3.

2.1 Classification par résistance

Dans cette classification, le moment résistant de l'assemblage, $M_{j,Rd}$, est comparé aux moments résistants des barres attachées, en vue de savoir quel est l'élément le plus faible dans la zone d'assemblage.

■ L'assemblage est dit « **à pleine résistance** » si son moment résistant est supérieur à celui des barres attachées. Ainsi, dans le cas d'un assemblage avec continuité du poteau, comme sur la figure 2, l'assemblage est à pleine résistance s'il satisfait à :

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \quad (40)$$

$$\text{et : } M_{j,Rd} \geq 2M_{c,pl,Rd}^{(N)} \quad (41)$$

avec $M_{b,pl,Rd}$ et $M_{c,pl,Rd}^{(N)}$ moments de résistance plastique de calcul respectivement de la poutre et du poteau (en supposant ici ces éléments de classe 1 ou 2 et en tenant compte de l'interaction éventuelle de l'effort normal N_{Ed} avec le moment de résistance plastique du poteau).

Pour une section de poutre mixte, on sait que la valeur de $M_{b,pl,Rd}$ dépend du signe du moment. Dans le cas d'ossatures contreventées, l'extrémité de poutre est généralement sous flexion négative et la condition (40) est à envisager dans cette situation ; dans le cas d'ossatures souples, il n'est pas exclu que la condition (40) soit à envisager sous flexion négative ou positive, selon la combinaison considérée des actions exercées sur l'ossature.

■ A l'opposé de la définition précédente, un assemblage est dit « **nominalement articulé** » s'il est capable de transmettre des efforts sans développer de moment significatif. De manière pratique, l'Eurocode 4 (comme l'Eurocode 3) considère l'assemblage comme tel si son moment résistant, $M_{j,Rd}$, ne dépasse pas 0,25 fois le moment résistant exigé pour un assemblage à pleine résistance, à condition qu'il possède également une capacité de rotation, $\Phi_{j,Cd}$, suffisante.

■ Enfin, un assemblage est dit « **à résistance partielle** » s'il ne satisfait ni les critères exigés pour un assemblage à pleine résistance, ni pour un assemblage nominalement articulé.

2.2 Classification par rigidité

Dans cette classification, la rigidité initiale en rotation de l'assemblage, $S_{j,ini}$, est comparée à la rigidité en flexion de la poutre attachée au poteau, en vue de savoir si la déformation de l'assemblage influence ou non la réponse de l'ossature. Si on désigne par $E_a I_1$ la rigidité de flexion « non fissurée » de la poutre (cf. § 1.7.2 de [C 2 561]), par L_b la portée de cette poutre (entre points d'épure), l'Eurocode 4 adopte la classification suivante pour l'analyse aux ELU (États Limites Ultimes) des **ossatures mixtes contreventées** :

— l'assemblage est « **rigide** » si :

$$S_{j, \text{ini}} \geq 8 \frac{E_a I_1}{L_b} \quad (42)$$

— l'assemblage est « **nominalement articulé** » si :

$$S_{j, \text{ini}} \leq 0,5 \frac{E_a I_1}{L_b} \quad (43)$$

— l'assemblage est « **semi-rigide** » s'il n'est pas rigide, ni nominalement articulé.

On peut justifier le choix de la rigidité non fissurée $E_a I_1$ dans (42) en rappelant ici que ce type de critère traduit une rigidité limite des assemblages pour éviter une ruine par flambement des poteaux à l'ELU [47] [48]. Bien que le moment à l'extrémité de poutre d'une ossature contreventée soit négatif, ce moment va décroître (en valeur absolue) lors de l'amorce d'un éventuel flambement, et c'est alors la rigidité de la poutre au déchargement qui intervient, égale à la rigidité initiale $E_a I_1$ de celle-ci. Par ailleurs, il convient de calculer I_1 avec le module d'équivalence du béton à court terme, n_0 , comme déjà précisé pour l'assemblage (cf. § 1.3.1).

Dans le cas d'**ossatures mixtes souples**, donc non contreventées, il conviendrait de remplacer le facteur 8 de (42) par 25 si l'on se base sur le critère de classification de l'Eurocode 3 (cf. § 5.2.2.5 (1) de [37]), mais il ne semble pas exister véritablement, à l'heure actuelle, de retour d'expérience qui validerait ce critère.

2.3 Choix du modèle d'assemblage pour l'analyse globale de l'ossature

Pour savoir si les effets du comportement des assemblages sur l'analyse globale à l'ELU d'une ossature doivent être pris en compte, il peut être utile d'adopter la distinction suivante entre trois modèles d'assemblage :

- le modèle « **articulé** » où l'on suppose que l'assemblage ne transmet pas de moment fléchissant ;
- le modèle « **continu** » où l'on suppose que le comportement des assemblages n'a aucun effet sur l'analyse de la structure ;
- et le modèle « **semi-continu** » où le comportement des assemblages doit être introduit dans l'analyse de la structure.

Le tableau 1, extrait de l'Eurocode 3 (cf. tableau 5.1 de [37]) auquel se réfère l'Eurocode 4, permet de choisir le modèle d'assemblage approprié en fonction des classifications des assemblages (données précédemment en 2.1 et 2.2) et de la méthode d'analyse utilisée (élastique, rigide-plastique, élastique-plastique). Ce tableau appelle quelques commentaires.

Tableau 1 – Différents types de modèle d'assemblage

Type de modèle d'assemblage	Méthode d'analyse globale	Classification des assemblages
Articulé	Analyse statique	Nominalement articulé
Continu	Élastique	Rigide
	Rigide-plastique	Pleine résistance
	Élastique-plastique	Rigide et pleine résistance
Semi-continu	Élastique	Semi-rigide
	Rigide-plastique	Résistance partielle
	Élastique-plastique	Semi-rigide et résistance partielle Semi-rigide et pleine résistance Rigide et résistance partielle

Assez souvent, dans les ossatures mixtes, les assemblages sont conçus et traités comme des **assemblages « nominalement articulés »**, ce qui a l'avantage de rendre l'analyse globale immédiate puisque la structure est alors isostatique.

Le **modèle d'assemblage semi-continu** conduit à des économies de réalisation intéressantes dans la mesure où il évite de trop raidir et renforcer les assemblages, tout en permettant un transfert de moments significatifs entre les éléments. Ainsi, les poutres d'une ossature contreventée sont dimensionnées pour des moments de flexion positive plus faibles en modèle semi-continu qu'en modèle articulé, avec un gain de poids qui peut être appréciable.

En modèle semi-continu avec une analyse globale élastique, la semi-rigidité des assemblages doit être introduite dans l'analyse, que l'ossature soit contreventée ou souple, à condition que le moment résistant des assemblages ne soit pas dépassé au stade des ELU. Toutefois, dans les ossatures souples, la semi-rigidité des assemblages va accroître les déplacements horizontaux des ossatures, pouvant entraîner des effets du 2^e ordre géométrique et une amplification des moments exercés sur les poteaux (cf. § 3.3.2 de [C 2 564]).

L'**analyse rigide-plastique** n'est véritablement appropriée que dans le cas des **ossatures contreventées**, que les assemblages soient pleinement résistants (modèle continu) ou partiellement résistants (modèle semi-continu). Dans le premier cas, les rotules plastiques censées se former aux extrémités des poutres mixtes sous flexion négative imposent à celles-ci d'être de classe 1 (cf. § 1.3 de [C 2 561]). Dans le deuxième cas où les rotules plastiques se forment au sein des assemblages, la rotation exigée des assemblages doit être contrôlée inférieure ou au plus égale à leur capacité de déformation $\Phi_{j, \text{cd}}$. Mais on verra (cf. § 2.3 de [C 2 564]) que le mécanisme de ruine plastique, généralement de type poutre, est facile à analyser à la main et que des conditions simples peuvent être appliquées en pratique pour obtenir l'assurance que la rotation exigée ne dépasse pas une certaine valeur fixée au préalable.

L'**analyse globale élastique** peut apparaître plus classique, en particulier avec le modèle continu d'assemblage. Mais il convient toutefois de prendre en compte l'effet de la **fissuration du béton** dans les éléments (les poteaux comme les poutres dans une ossature souple) qui joue un rôle essentiel dans la **redistribution des moments**. Dans le cas d'une poutre mixte continue faisant partie d'une ossature résistante aux forces horizontales à l'aide d'un contreventement, il est possible d'utiliser pour cette poutre, aux extrémités des travées, les pourcentages de redistribution des moments négatifs déjà donnés au tableau 1 de [C 2 561] pour le stade des ELU, que l'analyse élastique soit « fissurée » ou « non fissurée » (cf. § 5.4.4 (4) à (7) de [1]).

Lorsque l'**analyse globale élastique** est utilisée avec **modèle semi-continu**, donc en présence d'assemblages semi-rigides, on ne considère généralement pas d'autre redistribution de moment que celle due aux rotations des assemblages.

L'**analyse globale élastique-plastique**, applicable en modèles continu et semi-continu, est *a priori* la plus précise et donc la plus optimale pour le dimensionnement d'une ossature ; combinant les aspects de rigidité et de résistance des éléments et des assemblages, elle fournit pour ces derniers, entre autres, les rotations exigées aux ELU. Mais une telle analyse suppose de pouvoir disposer d'un **logiciel de calcul adapté**, que l'on trouve plutôt dans la littérature scientifique (par exemple [34] [35]) que dans la panoplie des outils usuels des bureaux d'études.

On donne en [C 2 564] des développements jugés utiles pour l'application des méthodes globales d'analyse et la réalisation de dispositions constructives des assemblages ou de leur voisinage, en considérant essentiellement le cas des **ossatures contreventées articulées ou semi-continues**, et celui des **ossatures non contreventées et éventuellement souples**.