

Constructions parasismiques mixtes acier-béton

Contexte de l'Eurocode 8

par **André PLUMIER**

Professeur à l'université de Liège

1. Ossatures dissipatives en charpente mixte acier/béton	C 2 569 – 2
1.1 Remarque préliminaire.....	— 2
1.2 Mécanisme locaux dissipatifs et non dissipatifs.....	— 2
1.3 Mécanismes plastiques globaux et coefficients de comportement..	— 3
1.4 Caractéristiques des matériaux.....	— 4
1.5 Caractérisation des sections pour l'analyse élastique	— 4
1.6 Apport de l'enrobage de béton à la ductilité	— 5
1.7 Conception spécifique des éléments structuraux	— 5
1.8 Poutre avec dalle	— 7
1.9 Largeur participante de dalle	— 8
2. Ossatures mixtes en portique	— 10
2.1 Objectifs et critères du projet dissipatif	— 10
2.2 Nœuds poutre/poteau	— 11
2.3 Transfert des moments de flexion aux nœuds poutres/poteaux	— 13
3. Ossatures mixtes avec triangulations	— 18
3.1 Ossatures mixtes avec triangulations à barres centrées	— 18
3.2 Ossatures mixtes avec triangulations à barres excentrées.....	— 18
4. Ossatures et systèmes à murs mixtes	— 19
4.1 Types de murs mixtes et critères de dimensionnement	— 19
4.2 Linteaux	— 19
4.3 Murs mixtes de contreventement avec âme en acier	— 20
Pour en savoir plus.....	Doc. C 2 569

Durant les dernières années, la construction mixte acier/béton a connu un essor important. Cette tendance peut s'expliquer par l'association des qualités respectives des deux matériaux.

L'ossature acier offre sa rapidité d'exécution, ainsi qu'une résistance et une ductilité élevées pour un encombrement limité.

Le béton, irremplaçable matériau des planchers, offre un complément de résistance en compression à ces armatures particulières que sont les profils en acier constituant l'ossature. En outre, le béton donne aussi sa flexibilité géométrique lors de la mise en place ainsi que son inertie thermique.

Mais, chercher à utiliser le béton pour sa collaboration structurale dans des structures mixtes primaires, c'est-à-dire soumises à des actions autres que gravitaires, pose des problèmes nouveaux, qui ne sont pas traités par l'Eurocode 4.

Certains d'entre eux ont été résolus lors de l'élaboration de l'Eurocode 8, norme parasismique qui sera en vigueur en 2011. On peut notamment citer :

- la définition des conditions assurant la ductilité des sections enrobées de béton, partiellement ou complètement ;
- la définition d'armatures « sismiques » de dalles, et autres conditions aux nœuds garantissant le développement de pleins moments plastiques mixtes aux nœuds des ossatures en portique autostable ;
- l'expression de conditions pour les assemblages mixtes ;
- la définition d'éléments de projet pour les « systèmes mixtes ».

Tous ces aspects nouveaux de la construction mixte sont décrits et expliqués, au sein d'un texte qui définit et motive, avec les formulations et les symboles de l'Eurocode 8, l'état actuel des éléments de projet de construction parasismique mixte acier/béton.

On y mentionne aussi les limites des connaissances, car des problèmes restent à étudier, comme le comportement cyclique de diagonales mixtes ou les conditions pour bénéficier en pied de poteau de portique d'un plein moment résistant plastique mixte, couplé à une pleine résistance mixte au cisaillement.

Les questions relatives aux structures acier exclusives sont traitées dans le dossier [C 2 559].

1. Ossatures-dissipatives en charpente mixte acier/béton

1.1 Remarque préliminaire

Les constructions mixtes acier/béton sont constituées de deux matériaux qu'on peut utiliser séparément pour réaliser des projets parasismiques.

Avant de lire ce qui suit, il est utile de prendre connaissance des données relatives au projet parasismique, en général, et aux constructions parasismiques en acier et en béton. Ceux-ci font l'objet de dossiers antérieurs (cf. [1] [2] [3]). On y trouve des éléments techniques et des notions nécessaires pour la compréhension du présent dossier, tels que :

- mécanisme plastique global ;
- coefficient de comportement ;
- dimensionnement en capacité ;
- capacité de rotation plastique ;
- structures primaire et secondaire ;
- classes de ductilité, etc.

Ces éléments ne sont pas redéfinis ici.

1.2 Mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs

1.2.1 Condition dissipative d'un élément mixte acier/béton

Les sections ou assemblages mixtes sont faits de deux matériaux : l'acier et le béton.

■ **L'acier est un matériau ductile.** Si on utilise des nuances convenables, l'allongement à rupture est supérieur à 15 % = $150 \cdot 10^{-3}$ et la ductilité $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ supérieure à 15.

■ **Le béton est caractérisé par une capacité de déformation ε_{cu2} à rupture très limitée, de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$.** La déformation ε_{cu2} vaut seulement 2 fois l'accourcissement maximum élastique, de sorte que la ductilité du matériau béton n'est que de 2, à comparer à 15 pour l'acier.

On peut relever ε_{cu2} par un facteur de 2 à 4 si on confine le béton par des armatures transversales, mais ceci ne vaut que pour la partie de béton intérieure à ces armatures, et ce confinement est difficile à réaliser dans la dalle d'un profil en T (poutre acier + dalle).

■ On obtient la **ductilité requise des éléments structuraux ou assemblages mixtes** de la même manière qu'en béton armé, c'est-à-dire en proportionnant les sections mixtes de manière telle que l'acier plastifie, alors que le béton reste dans le domaine élastique, et en confinant le béton par des armatures transversales. De cette façon, on maintient l'intégrité du béton pendant le séisme et le caractère dissipatif est réalisé par la plastification de l'acier des profilés et/ou des armatures.

■ Le principe suivi pour définir les conditions assurant la **ductilité des sections mixtes** est le même qu'en béton armé. Le diagramme des ε doit être tel que les allongements dans l'acier atteignent ε_y , ce qui correspond à la limite élastique f_y , alors que les accourcissements du béton sont inférieurs à ε_{cu2} , valeur correspondant à la rupture du béton en compression. Ce principe se traduit dans une condition relative à la position de l'axe neutre.

Le rapport x/d de la distance x entre la fibre la plus comprimée du béton, où l'accourcissement du béton est égal à $\varepsilon_{c,mixte}$, et l'axe neutre plastique de la hauteur d de la section mixte est égal à (cf. figure 1) :

$$x/d = \varepsilon_{c,mixte} / (\varepsilon_{c,mixte} + \varepsilon_{s,mixte})$$

■ Pour éviter la ruine par écrasement du béton, il faut :

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a)$$

avec ε_{cu2} déformation ultime en compression du béton,
 ε_a déformation totale de l'acier à l'état limite ultime.

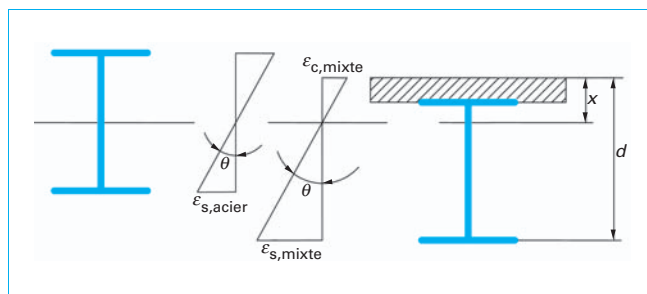


Figure 1 – Allongements observés à rotations θ égales dans, respectivement, une section symétrique en acier et une section mixte acier/béton utilisant le même profil acier (d'après [4])

Tableau 1 – Valeurs limites de x/d pour assurer la ductilité de section

Classe de ductilité	q	f_y (en N/mm ²)	x/d Borne supérieure (en mrad)
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	27
	$1,5 < q \leq 4$	235	36
DCH	$q > 4$	355	20
	$q > 4$	235	27

Le tableau 1 indique les limites du rapport x/d de sections satisfaisant cette condition en fonction d'une exigence en capacité de rotation plastique correspondant aux classes de ductilité DCM et DCH, soit respectivement 25 mrad et 35 mrad [3].

■ **Il faut noter** qu'une section comportant un profil acier avec dalle possède une ductilité inférieure à celle d'un profil acier seul, car l'axe neutre de la section mixte en T est situé plus haut que celui du profil symétrique en acier seul, couramment dans l'aile supérieure du profil acier, et ceci, tant sous moment de flexion positif, que négatif.

Il en résulte que les raccourcissements $\varepsilon_{s,mixte}$, dans l'aile inférieure du profil, sont accrus par rapport à ceux $\varepsilon_{s,acier}$ du profil seul. Ces raccourcissements plus élevés entraînent une dégradation plus rapide par voilement, ce qui réduit la ductilité.

Cet effet est pris en compte en imposant des limites plus basses à l'éclatement c/t de l'âme, lorsqu'elle est en compression (cas des poutres avec dalles), que lorsqu'elle est en flexion (profil acier symétrique). Les limites de c/t des ailes ne sont, par contre, pas affectées.

1.2.2 Choix de départ : caractère plus ou moins mixte des éléments dissipatifs

Pour qu'une ossature forme un mécanisme global plastique, il faut que les zones dissipatives soient fiables.

En construction mixte acier/béton, il existe un choix possible entre deux concepts :

- réaliser des sections et assemblages mixtes assurant la ductilité ;
- compter seulement sur l'ossature acier pour la ductilité, et négliger l'apport du béton à la résistance des zones dissipatives.

Dans cette dernière option, on évite le travail en mixte des zones dissipatives, ce qui facilite l'analyse et élimine les détails parasismiques du béton.

Mais, il faut être certain d'assurer une réelle indépendance du béton par rapport à l'ossature acier dans les zones dissipatives potentielles. **Ceci est une nécessité absolue si on veut que le modèle de l'ossature, utilisé pour l'analyse globale, soit suffisamment représentatif du comportement réel de l'ossature.**

En effet, en projet parasismique, une sous-estimation de la résistance et de la raideur ne place pas nécessairement en sécurité, car :

- **sous estimer la raideur** signifie qu'on effectue l'analyse globale d'une structure plus flexible, ce qui correspond à des forces sismiques et des sollicitations moindres, car les ordonnées du spectre de réponse en accélération décroissent avec des périodes croissantes ;
- **sous estimer la résistance** des poutres signifie que le dimensionnement en capacité (cf. [1] [2] [3]) des poteaux et assemblages

est effectué sur une base erronée, ce qui conduit à des sous-dimensionnements et au risque de favoriser des modes de ruine locaux en lieu et place du mécanisme plastique global souhaité.

1.2.3 Problème de la garantie ductile, ou non, des armatures de dalle

Dans les ossatures en portique mixte, la réalisation d'un moment résistant fiable en zone de moment négatif exige la présence d'armatures de dalle qui soient ductiles.

Des treillis soudés non conformes aux exigences de ductilité peuvent, toutefois, être utilisés, à condition que, dans les zones dissipatives, des armatures ductiles dupliquant ces treillis y soient aussi placées.

■ **Mais ceci pose un problème**, car pour calculer le moment résistant qui sert de référence au dimensionnement capacitif des éléments structuraux adjacents à cette zone dissipative, on doit, par sécurité, considérer toutes les armatures présentes, ductiles ou non.

Lorsque la duplication d'armatures non ductiles par des armatures ductiles est réalisée, le dimensionnement capacitif conduit à des sections de poteaux très importantes.

■ **Deux résistances plastiques des zones dissipatives** sont donc considérées, lors du dimensionnement des structures mixtes acier/béton :

- une résistance plastique limite inférieure ;
- une résistance plastique limite supérieure.

• La **résistance plastique limite « inférieure »** des zones dissipatives est utilisée dans les vérifications de dimensionnement concernant les sections des éléments dissipatifs, par exemple, $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$. On la calcule en prenant en compte le béton de la section et, uniquement, les composants en acier de la section classés comme ductiles.

• La **résistance plastique limite « supérieure »** est calculée en prenant en compte le béton de la section et tous les composants en acier présents dans la section, y compris ceux qui ne sont pas classés comme ductiles, par exemple certains treillis soudés. Elle est utilisée dans le dimensionnement en capacité des éléments adjacents à la zone dissipative.

■ **En pratique**, une solution économique consiste à utiliser des treillis ductiles ou à éviter la continuité de treillis non ductiles dans les zones dissipatives en plaçant à ces endroits des armatures ductiles, le recouvrement entre armatures ductiles et non ductiles étant situé en dehors des zones dissipatives.

1.3 Mécanismes plastiques globaux et coefficients de comportement

Il existe des solutions mixtes acier/béton très diverses dans le domaine du bâtiment.

■ À côté des classiques ossatures auto-stables en portique et des ossatures contreventées par des triangulations à barres centrées ou excentrées, rencontrées en construction métallique pure, on peut aussi concevoir des **solutions mixtes** appartenant aux types suivants (cf. figure 2) :

- **ossatures à murs mixtes acier/béton** – type 1 et 2 aux figures **2a** et **2b** ;
- **systèmes mixtes** avec murs ou poteaux en béton armé et poutres de couplage métalliques ou mixtes – type 3 à la figure **2c** ;
- **murs mixtes comportant une âme d'acier** travaillant en cisaillement, continue sur la hauteur du bâtiment, et des membrures en acier ou mixtes pour la reprise de la flexion : ce type de murs peut-être, ou non, enrobé de béton sur une (ou deux) face(s).

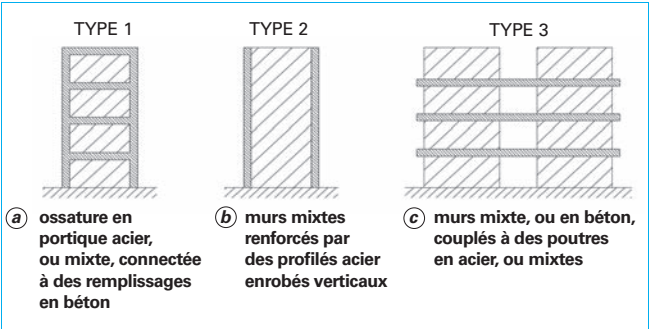


Figure 2 – Murs mixtes des types 1, 2 et 3 (d’après la norme EN 1998-1:2005)

Dans le projet de construction mixte, l’Eurocode 4, qui traite des constructions mixtes pour les situations non sismiques, reste d’application.

■ L’Eurocode 8, relatif au projet parasismique, est utilisé de façon différente, suivant le principe de fonctionnement de la structure à l’état limite ultime :

- **comportement faiblement dissipatif** : l’Eurocode 8 intervient seulement pour définir l’action sismique ;
- **comportement dissipatif avec des zones dissipatives mixtes** : les Eurocodes 4 et 8 sont considérés dans l’analyse et dans la vérification des éléments structuraux ;
- **comportement dissipatif avec des zones dissipatives en acier seul** ; les Eurocodes 3, 4 et 8 interviennent dans l’analyse globale et la vérification des éléments structuraux.

■ À ces principes de dimensionnement ainsi définis correspondent des **Classes de ductilité et des domaines du coefficient de comportement q** indiqués au tableau 2. On précise ces données au tableau 3 pour divers types d’ossature.

On rappelle que, pour un type structural donné, le nombre de zones plastiques potentielles est fonction de la redondance, ou degré d’hyperstaticité, du type structural, et que la valeur de q est fonction de cette redondance par le biais du paramètre de redistribution plastique :

α_u/α_1

- avec α_1 multiplicateur de l’action sismique horizontale de calcul pour lequel on atteint la résistance plastique d’un élément structural,
- α_u multiplicateur pour lequel un mécanisme global plastique est formé.

On peut établir α_u/α_1 par une analyse en poussée progressive. Les tableaux 2 et 3 proposent des valeurs par défaut.

■ On note que les **structures de type similaire aux ossatures en acier ou en béton armé** ont les mêmes coefficients de comportement que celles-ci (cf. [2] [3]). La distinction entre classes de ductilité moyenne DCM, ou élevée DCH, correspond à des critères différents quant aux sections des profils acier, aux assemblages et aux détails de conception admis.

Le concepteur est libre d’adopter des valeurs de α_u/α_1 et de q inférieures à celles proposées dans les tableaux. Le choix de valeurs plus faibles peut aider à converger plus rapidement vers une conception satisfaisant tous les critères, en particulier ceux qui limitent la déformabilité des structures, car des valeurs élevées de q conduisent à des structures plus légères et, parfois, trop flexibles.

Tableau 2 – Principe de dimensionnement, classes de ductilité et bornes supérieures des valeurs du coefficient de comportement q		
Principe de dimensionnement	Classes de ductilité	Intervalles des valeurs du coefficient de comportement q
Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL	$q \leq 1,5 - 2$
Comportement de structure dissipatif	DCM	$q \leq 4$ + limites du tableau 3
	DCH	Limite du tableau 3

Tableau 3 – Bornes supérieures des valeurs du coefficient de comportement q des ossatures mixtes régulières en élévation		
Types de structure	q	
	Classe de ductilité DCM	Classe de ductilité DCH
• Ossatures en portique • Ossatures avec triangulations à barres centrées ou excentrées • Pendule inversé	Comme pour les ossatures acier. Voir [3]	
• Système structural mixte • Valeur par défaut : $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ • Murs mixtes (type 1 et type 2)	$3 \alpha_u/\alpha_1$	$4 \alpha_u/\alpha_1$
• Murs mixtes, ou en béton armé, couplés par des poutres acier, ou mixtes (type 3)	$3 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
• Murs de cisaillement mixtes avec plaques d’acier. • Valeur par défaut : $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$	$3 \alpha_u/\alpha_1$	$4 \alpha_u/\alpha_1$

1.4 Caractéristiques des matériaux

Les armatures de béton armé, barres ou treillis, considérées dans la résistance plastique des zones dissipatives, doivent satisfaire des exigences relatives à f_u/f_y et à l’allongement. Ces exigences sont celles des aciers de classe B ou C de l’Eurocode 2 [3] en classe de ductilité DCM, et des aciers de classe C en classe de ductilité DCH. On les rappelle au tableau 4.

À l’exception des étriers fermés ou des épingles, toutes les barres situées dans les zones de contraintes élevées doivent être des armatures à haute adhérence.

1.5 Caractérisation des sections pour l’analyse élastique

Pour calculer les sollicitations sous un séisme, qui est une action dynamique de courte durée, on calcule la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est comprimé en utilisant un coefficient d’équivalence :

$n = E_a/E_{cm} = 7$

- avec E_a et E_{cm} respectivement, modules d’élasticité de l’acier et du béton.

Tableau 4 – Propriétés des armatures

Forme du produit	Barres et fils redressés. Treillis soudés	
Classes	B	C
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (en MPa)	400 à 600	
Valeur minimale de $k = (f_t/f_y)$ Annexe C, Tableau C1	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale (en %)	≥ 5	$\geq 7,5$
* d'après la norme EN 1992-1-1:2004 (cf. [2])		

On calcule le moment d'inertie des poutres mixtes avec dalle, désigné par I_1 (dalle en compression) ou par I_2 (dalle en traction), en prenant en compte une largeur participante de dalle définie au § 1.9. On calcule la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est tendu, en supposant que le béton est fissuré et que seules les parties en acier de la section sont actives.

Dans l'analyse globale des poutres mixtes, on distingue deux rigidités distinctes en flexion :

- EI_1 pour la partie de la portée soumise au moment de flexion positif (section non fissurée) ;
- EI_2 pour la partie de la portée soumise au moment négatif (section fissurée).

Toutefois, une **approche plus simple est admise dans l'Eurocode 8**, où l'analyse est effectuée en attribuant, à l'ensemble de la poutre, un moment d'inertie équivalent I_{eq} constant sur toute la portée et donné par :

$$I_{eq} = 0,6I_1 + 0,4I_2$$

Cette relation est approchée, car I_{eq} dépend, en fait, du diagramme des moments sollicitants.

La rigidité à la flexion des poteaux mixtes se calcule par :

$$(EI)_c = 0,9(EI_a + rE_{cm} I_c + EI_s)$$

avec r coefficient de réduction dépendant du type de section du poteau et dont la valeur recommandée est $r = 0,5$,

I_a , I_c et I_s respectivement, moment d'inertie de la section en acier, de la section en béton, et des armatures, tous ces moments d'inertie étant calculés par rapport à l'axe neutre de la section mixte.

1.6 Apport de l'enrobage de béton à la ductilité

Le béton d'enrobage placé autour d'un profil en acier, ou entre les ailes de ce dernier, empêche la formation d'ondes de voilement vers l'intérieur de la section, ce qui réduit la dégradation de la résistance par voilement sous sollicitation cyclique. Pour cette raison, certaines limites d'élancement de parois sont moins contraignantes pour les sections mixtes, que pour les profils en acier seul.

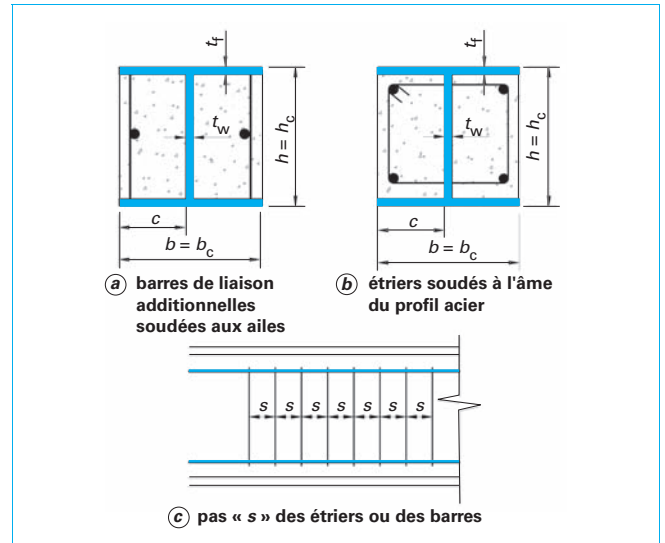


Figure 3 – Armature des sections partiellement enrobées

Ces limites peuvent encore être relevées de 50 % si on dispose des :

- armatures de confinement (cas des profils complètement enrobés) ;
- barres droites de liaisons soudées à l'intérieur des ailes (cas des profils partiellement enrobés) (cf. figure 3a) à condition que ces barres soient placées avec un espacement longitudinal s inférieur au débordement d'aile c :

$$s/c < 1$$

On présente au tableau 5 les limites d'élancement d'aile et d'âme des éléments structuraux de section H ou I dans différentes hypothèses. Dans ce tableau, l'indication « avec liaison du béton à l'âme » se réfère aux prescriptions de l'Eurocode 4 (cf. [Doc. C 2 569] norme EN 1994-1-1:2005). Ces liaisons peuvent être des étriers soudés à l'âme, comme à la figure 3b, ou des barres de diamètre 6 mm, au moins, passant au travers de trous pratiqués dans l'âme et/ou par des connecteurs de diamètre 10 mm, au moins, soudés à l'âme. Les « liaisons des ailes par des barres droites » sont représentées à la figure 3a.

On précise plus loin les conditions à respecter pour bénéficier des relèvements des limites d'élancement de parois dans les poteaux partiellement et complètement enrobés.

1.7 Conception spécifique des éléments structuraux

1.7.1 Dimensionnement des éléments structuraux mixtes dissipatifs et non dissipatifs

La structure résistante aux séismes est dimensionnée en se référant à un mécanisme plastique global impliquant des zones dissipatives locales. Ce mécanisme global identifie les éléments dans lesquels se situent des zones dissipatives et, indirectement, les éléments sans zone dissipative.

Les poteaux peuvent être dimensionnés pour que des zones dissipatives se forment aux endroits indiqués par le mécanisme global plastique, en particulier au pied des poteaux et au sommet des poteaux du dernier niveau dans les ossatures en portique auto-stable (cf. [1] [2] [3]).

Tableau 5 – Limites d'élancement de paroi des éléments structuraux de section H ou I enrobés en fonction des détails réalisés et du coefficient de comportement q choisi

Limites d'élancement d'aile c/t_f	Classes de ductilité de structure		
	DCM		DCH
	$1,5 < q \leq 2$	$1,5 < q < 4$	$q > 4$
Section H ou I, en acier seul (1)	14ε	10ε	9ε
Section H ou I, partiellement enrobée, avec liaison du béton à l'âme par des étriers soudés – (cf. figure 3b) – ou des goujons soudés à l'âme (2)	20ε	14ε	9ε
Section H ou I, partiellement enrobée, avec liaison des ailes par des barres droites placées à $s/c \leq 0,5$ (cf. figure 3a) (3)	30ε	21ε	$13,5 \varepsilon$
Section H ou I, complètement enrobée, avec confinement du béton par des armatures transversales placées à $s/c \leq 0,5$ (3)	30ε	21ε	$13,5 \varepsilon$
$c_w/t_w = h - 2t_f$ Section H ou I, en acier seul, âme complètement en compression (1)	42ε	38ε	33ε
Section H ou I, âme complètement en compression, section partiellement enrobée avec liaison du béton à l'âme, ou complètement enrobées avec armature de confinement (2) (1)	38ε	38ε	33ε

Nota : $\varepsilon = (f_y/235)^{0,5}$ avec f_y en MPa

(1) d'après la norme EN 1993-1-1:2004

(2) d'après la norme EN 1994-1-1:2005

(3) d'après la norme EN 1998-1:2005

Des règles spécifiques s'appliquent à ces zones et à d'autres pour lesquelles existe une incertitude quant à la non-formation de rotules plastiques, comme en haut et en bas de chaque niveau pour les poteaux enrobés, zones souvent désignées par le terme « zones critiques ». Dans celles-ci, une armature de confinement est imposée, dans les poteaux dissipatifs et non dissipatifs.

■ Dans le dimensionnement des **poteaux mixtes dissipatifs** ou non dissipatifs, on peut prendre en compte la seule résistance en flexion du profil acier ou la combiner à la résistance du béton armé. Lorsqu'on considère que l'enrobage ou le remplissage en béton contribue à la résistance d'un poteau non dissipatif vis-à-vis de l'effort normal et/ou du moment fléchissant, la conception doit assurer la transmission complète du cisaillement entre les parties en béton et en acier d'une section et protéger les zones dissipatives contre une rupture inélastique prématurée. À cause du caractère cyclique des sollicitations sismiques, cette vérification est effectuée en considérant des résistances de calcul à l'effort tranchant réduites par un facteur 2 par rapport aux valeurs calculées pour des sollicitations statiques.

Si la résistance mixte complète d'un poteau est utilisée lors d'un dimensionnement en capacité, la conception doit également assurer la transmission totale du cisaillement entre les parties en béton et en acier d'une section. Si l'adhérence et le frottement ne suffisent pas pour assurer une transmission en cisaillement, des connecteurs sont nécessaires.

Lorsqu'un poteau mixte est soumis principalement à un effort normal, une transmission du cisaillement suffisante doit être établie pour que les parties acier et béton se partagent les charges appliquées, en particulier aux assemblages avec des poutres ou des diagonales.

■ Dans les **poteaux mixtes non dissipatifs**, la résistance au cisaillement du profil acier peut être considérée seule, ou combinée avec la résistance au cisaillement du béton armé. Mais, dans les éléments dissipatifs, on ne retient que la résistance au cisaillement du profil acier, considérant que la fissuration du béton peut aller jusqu'à annuler la contribution de celui-ci à la reprise du cisaillement.

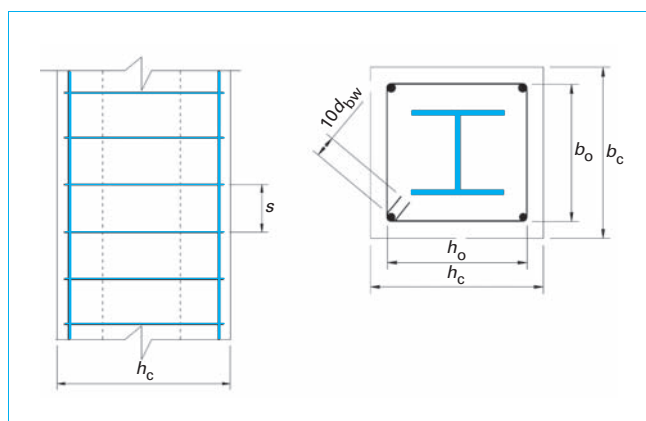


Figure 4 – Section complètement enrobée où l'exécution de cadres fermés avec des extrémités coudées à 135° et une longueur d'ancrage de $10 d_{bw}$ est imposée, mais peut être délicate

La dimension minimale des poteaux enrobés, travaillant comme poteaux mixtes, est $b \times h = 250 \times 250$ mm.

1.7.2 Dispositions pour ancrages et jonctions

Les exigences relatives aux armatures des structures mixtes acier/béton, soumises aux tremblements de terre, sont celles des armatures du béton armé.

Les armatures transversales de confinement dans les poutres, les poteaux ou les murs des sections complètement enrobées sont des cadres fermés avec des extrémités coudées à 135° et des retours de longueur égale à dix fois le diamètre de cette armature transversale, soit $10 d_{bw}$. Ce détail est délicat en construction mixte en raison de la présence du profil acier (cf. figure 4).

Afin de prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques, la longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux, ancrées dans les nœuds poutre/poteau est, en classe de ductilité DCH, mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance égale à cinq fois le diamètre des armatures longitudinales, soit $5d_{bL}$, de la face du nœud, vers l'intérieur du nœud.

La longueur d'ancrage ou de recouvrement des armatures des poteaux, qui contribuent à la résistance à la flexion des éléments dans les zones critiques, est calculée avec un rapport $A_{s,req}/A_{s,prov}$ entre section d'armatures exigée et section prévue égale à 1.

Si, dans la situation sismique de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage sont augmentées de 50 % par rapport aux longueurs d'ancrage calculées sous sollicitations statiques.

1.7.3 Poteaux mixtes entièrement enrobés dissipatifs

Les règles pour les poteaux mixtes entièrement enrobés dissipatifs reproduisent celles du béton armé dans l'Eurocode 8. Elles visent à garantir une ductilité au béton par un confinement adéquat des zones critiques présentes aux deux extrémités de toutes les longueurs libres de poteau, dans les ossatures en portique et dans la portion des poteaux, adjacente aux tronçons d'excentrement dans les ossatures avec triangulation à barres excentrées.

On ne reproduit pas ici ces règles de détail, pour lesquelles on se reportera à la norme NF EN 1998-1:2005 (cf. [Doc. C 2 569]).

1.7.4 Éléments partiellement enrobés dissipatifs

Dans les zones dissipatives où l'énergie est dissipée par flexion plastique d'une section mixte, on limite l'espacement longitudinal des armatures transversales sur une distance au moins égale à, respectivement, la longueur l_{cr} de la zone critique, pour les zones dissipatives situées aux extrémités de l'élément, et à $2 l_{cr}$ pour les zones dissipatives en section courante de l'élément.

Comme expliqué précédemment, des barres droites soudées entre les semelles, illustrées à la figure 3 et complémentaires aux armatures requises par l'Eurocode 4, peuvent retarder le voilement local dans les zones dissipatives. Le diamètre d_{bw} de ces barres doit être, au moins, égal à 6 mm ou à :

$$d_{bw} = \left[(bt_f/8) (f_{ydf}/f_{ydw}) \right]^{0,5}$$

avec b et t_f respectivement largeur et épaisseur de l'aile du profil,

f_{ydf} et f_{ydw} limites élastiques de l'aile et des armatures.

Les barres droites supplémentaires doivent être soudées aux semelles aux deux extrémités, et la capacité des soudures ne peut pas être inférieure à la résistance plastique en traction des barres droites. Il faut prévoir, pour ces liaisons, un enrobage de béton compris entre 20 et 40 mm.

Pour le dimensionnement des éléments mixtes partiellement enrobés, on peut supposer que, soit la seule section d'acier, soit la section mixte acier/béton, contribue à la résistance de l'élément. Dans le premier cas, la résistance de l'élément est évaluée comme dans les structures acier, mais le dimensionnement en capacité doit se référer à la section mixte.

1.8 Poutre avec dalle

1.8.1 Degré de connexion et de collaboration du béton

Les poutres, destinées à se comporter comme des éléments mixtes dans les zones dissipatives de la structure résistant aux séismes, peuvent être conçues avec une connexion complète ou partielle. Le degré minimal de connexion η , défini dans l'Eurocode 4 (cf. [Doc. C 2 569]), ne peut toutefois pas être inférieur à 0,8.

En outre, la résistance totale des connecteurs, dans toute zone de moment négatif, ne peut pas être inférieure à la résistance que développeraient les armatures de dalle tendues à la limite élastique.

La résistance de calcul des connecteurs dans les zones dissipatives est obtenue en multipliant par un coefficient de réduction de 0,75 la résistance de calcul indiquée dans l'Eurocode 4.

Une connexion complète est requise lorsque des connecteurs non ductiles sont utilisés.

Lorsque la dalle comporte une tôle mince profilée en acier à nervures, disposées perpendiculairement aux poutres qui la supportent, le coefficient de réduction k_t de la résistance de calcul au cisaillement des connecteurs, donné dans l'Eurocode 4, doit encore être affecté d'un coefficient d'efficacité de forme des nervures k_r (cf. figure 5).

On rappelle que, pour assurer une bonne action composite et empêcher le soulèvement de la dalle dans les zones dissipatives, il convient que l'armature de la dalle (ou au moins la nappe inférieure, s'il y a deux nappes d'armatures) soit disposée sous le niveau de la tête des connecteurs (cf. figure 6).

1.8.2 Ductilité des zones dissipatives

On réalise des zones mixtes ductiles en proportionnant les sections de telle sorte que le rapport x/d soit limité aux valeurs définies au § 1.2.

Si les zones dissipatives des poutres sont voisines de la zone d'assemblage entre poutre et poteau, des armatures spécifiques de dalle, appelées « armatures sismiques », doivent être placées (cf. figures 22 et 23). On explique leur dimensionnement au § 2.3.

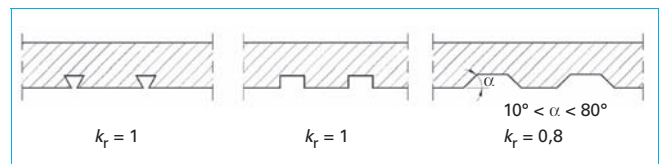


Figure 5 – Valeur du coefficient d'efficacité de forme des nervures (d'après la norme EN 1998-1:2005)

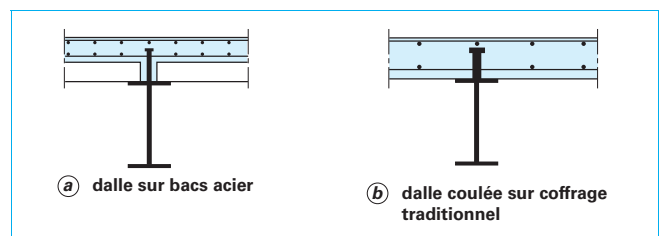


Figure 6 – Armature de dalle placée sous le niveau des têtes de connecteurs (d'après [4])

1.9 Largeur participante de dalle

1.9.1 Problème posé

Dans une section donnée d'une poutre mixte en T, l'acier et le béton collaborent à la résistance, mais la distribution des contraintes longitudinales dans le béton n'est pas constante sur la largeur de la dalle. Les contraintes sont maximales à l'aplomb du profil acier et diminuent lorsqu'on s'écarte de ce point.

■ Pour permettre le calcul, on définit une « **largeur participante** » de dalle. Sous moment positif $M > 0$, cette largeur est telle que, si la contrainte dans le béton y est supposée uniforme et égale à celle existant en réalité à l'aplomb du profil acier, la résultante de compression obtenue sur cette « largeur participante » est égale à la résultante de la distribution réelle.

Il en est de même en traction, sous moment négatif $M < 0$.

■ La **détermination d'une « largeur participante » n'est pas aisée**, car :

- elle évolue avec le niveau de chargement, puisqu'elle s'accroît lorsqu'on plastifie progressivement la section ;
- sa valeur n'est pas constante sur la portée d'une travée ;
- elle n'est pas nécessairement la même sous moment positif ou négatif.

■ L'Eurocode 4 définit des largeurs participantes adaptées aux **chargements gravitaires**. Mais, les largeurs participantes sous

sollicitations sismiques sont différentes, car les diagrammes des moments de flexion M ne sont pas identiques :

- **sous action gravitaire**, le signe des moments est négatif de part et d'autre d'un nœud ;
- **sous action sismique**, des moments positifs aux nœuds sont possibles et les ressauts de valeur de ces moments, de part et d'autre du nœud, sont importants. Ce qui rend la largeur participante très dépendante de la conception du nœud : armatures de la dalle, connecteurs, poutres transversale, sur-largeurs d'aile du poteau, ... (cf. figure 7).

De plus, le problème de la détermination des largeurs participantes sous sollicitations sismiques est plus délicat que sous charges gravitaires, car il faut permettre des évaluations correctes :

- des périodes T des structures, qui sont fonction des raideurs élastiques et ont un impact sur les sollicitations de calcul par le biais du spectre de réponse ;
- des résistances plastiques des éléments qu'il importe de ne pas surestimer sous peine de surestimer la résistance globale de la structure ;
- des résistances plastiques des éléments, qui ne peuvent parfois pas être sous-estimées (par exemple, dans les ossatures en portique, le dimensionnement capacitif des poteaux ne peut pas être basé sur une sous-évaluation des moments résistants plastiques des poutres).

Toutefois, **il faut noter que**, ni l'inertie I d'une section mixte en T, ni ses moments résistants plastiques M_{pl}^+ et M_{pl}^- , ne sont proportionnels à la largeur participante de dalle : la fonction est croissante mais plafonne rapidement (cf. figure 8).

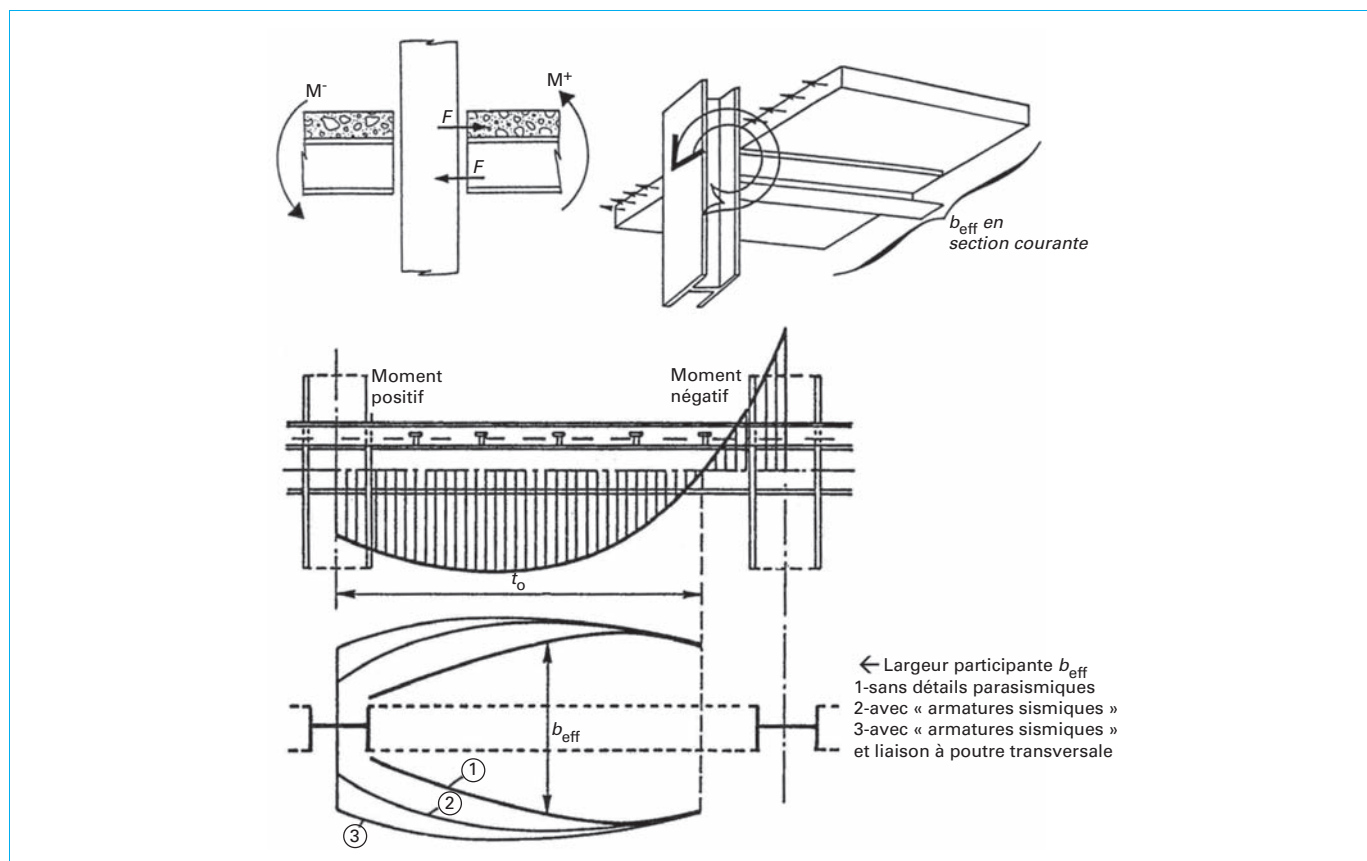


Figure 7 – Définition d'une largeur participante au nœud poteau/poutre

Les règles qui suivent ont été établies sur une base expérimentale (cf. [6] [7]).

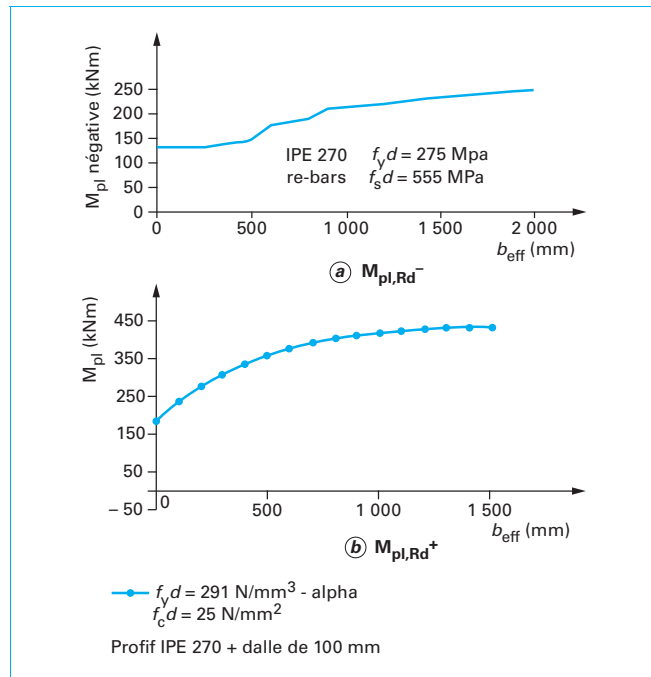


Figure 8 – Relation entre le moment plastique résistant $M_{pl,Rd}$ et la largeur participante b_{eff} de dalle

1.9.2 Règles de l'Eurocode 8

La largeur participante totale b_{eff} de la dalle en béton, associée à chaque âme en acier, est égale à la somme des largeurs participantes partielles b_{e1} et b_{e2} relatives respectivement aux portions de dalle situées de part et d'autre de l'axe de la poutre en acier (cf. figure 9).

La largeur participante partielle b_{ei} ($i = 1,2$) est indiquée aux tableaux 6 et 7. Elle ne peut toutefois excéder la largeur réelle b_i .

La largeur réelle b_i de chaque portion est prise égale à la moitié de l'entre-distance des poutres adjacentes, sauf pour un encorbellement où elle représente la distance entre l'axe de la poutre et l'extrémité de l'encorbellement. Les portions b_{ei} de largeur participante de dalle utilisées pour la détermination des propriétés élastiques et plastiques des sections mixtes en T, composées d'un profilé en acier connecté à une dalle, sont déterminées selon les tableaux 6 et 7 et les figures 9 et 10.

Tableau 6 – Largeur participante partielle b_{ei} de dalle pour le calcul des inerties I utilisées dans l'analyse élastique de la structure

b_e	Élément transversal	b_{ei} pour I (élastique)
Au niveau du poteau intermédiaire	Présent ou non	• Pour M négatif : 0,05 l
Au niveau du poteau de façade	Présent	• Pour M positif : 0,0375 l
Au niveau du poteau de façade	Non présent ou armatures non ancrées	• Pour M négatif : 0 • Pour M positif : 0,025 l

Tableau 7 – Largeur participante partielle b_{ei} de dalle pour l'évaluation des moments plastiques résistants

Signe du moment de flexion M	Localisation	Élément transversal	b_{ei} pour M_{Rd} (plastique)
M négatif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques.	0,1 l
	Poteau de façade	Situations où les armatures sont ancrées dans une poutre de façade, ou dans une bande de rive en béton.	0,1 l
		Situations où les armatures ne sont pas ancrées dans une poutre de façade ou dans une bande de rive en béton.	0
M positif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques.	0,075 l
	Poteau de façade	Poutre transversale en acier avec connecteurs. Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme sur la figure 16 ou s'étendant au-delà (bande de rive en béton). Armatures sismiques.	0,075 l
		Pas de poutre transversale en acier ou poutre transversale en acier sans connecteur. Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme à la figure 16 ou bande de rive en béton s'étendant au-delà. Armatures sismiques.	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
		Toutes les autres situations. Armatures sismiques.	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05 l$

Ces largeurs participantes sont d'application si les poutres sont disposées comme les poutres « C » de la figure 10 et si le dimensionnement des armatures de la dalle et de la connexion de la dalle avec les poutres et les poteaux en acier sont réalisés suivant les principes développés au § 2.3.

Pour l'usage du tableau 7, sont considérés positifs les moments qui induisent de la compression dans la dalle. Ils sont négatifs si la dalle se trouve tendue.

Les symboles b_b , h_c , b_e , b_{eff} et l des tableaux 6 et 7 sont définis aux figures 9 et 10, b_b est la largeur d'appui sur le poteau, dans la direction horizontale perpendiculaire à l'axe de la poutre, pour laquelle une largeur participante est calculée. Cette largeur comprend éventuellement des plaques additionnelles ou des équipements permettant d'obtenir une plus grande capacité d'appui de la dalle sur le poteau.

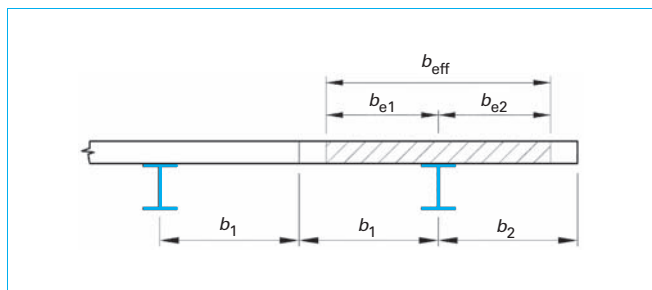


Figure 9 – Définition des largeurs participantes b_{e1} , b_{e2} et b_{eff}

2. Ossatures mixtes en portique

2.1 Objectif et critères du projet dissipatif

■ L'objectif du projet est de former un mécanisme global plastique, ce qui correspond à une ossature où des rotules plastiques sont formées dans les poutres ou leurs assemblages, et non dans les poteaux. Ce mécanisme global dit « poutres faibles – poteaux forts » est illustré à la figure 11. On y accepte la formation de rotules plastiques, en base des poteaux où elles sont inévitables, et à leur sommet où elles n'ont pas un effet différent de rotules à l'extrémité des poutres.

■ Ce mécanisme global a plusieurs caractéristiques favorables :

- on évite un mécanisme partiel peu dissipatif du type « étage transparent » (cf. [2] [3]) ;
- dans les poutres, on bénéficie de la pleine résistance plastique en flexion de la section. Ce n'est pas le cas dans les poteaux où il faut tenir compte de l'interaction entre flexion et effort normal. De plus, la présence de rotules plastiques dans les poteaux poserait des problèmes difficiles de stabilité locale et globale ;
- l'effet $P-\Delta$ est moins important que si les rotules plastiques apparaissaient dans les poteaux ;
- une ruine partielle, affectant l'extrémité d'une poutre, n'entraîne généralement pas l'effondrement de l'ossature. Le problème peut se résumer à l'effondrement d'une poutre. Par contre, la ruine d'un poteau est normalement catastrophique pour toute la structure.

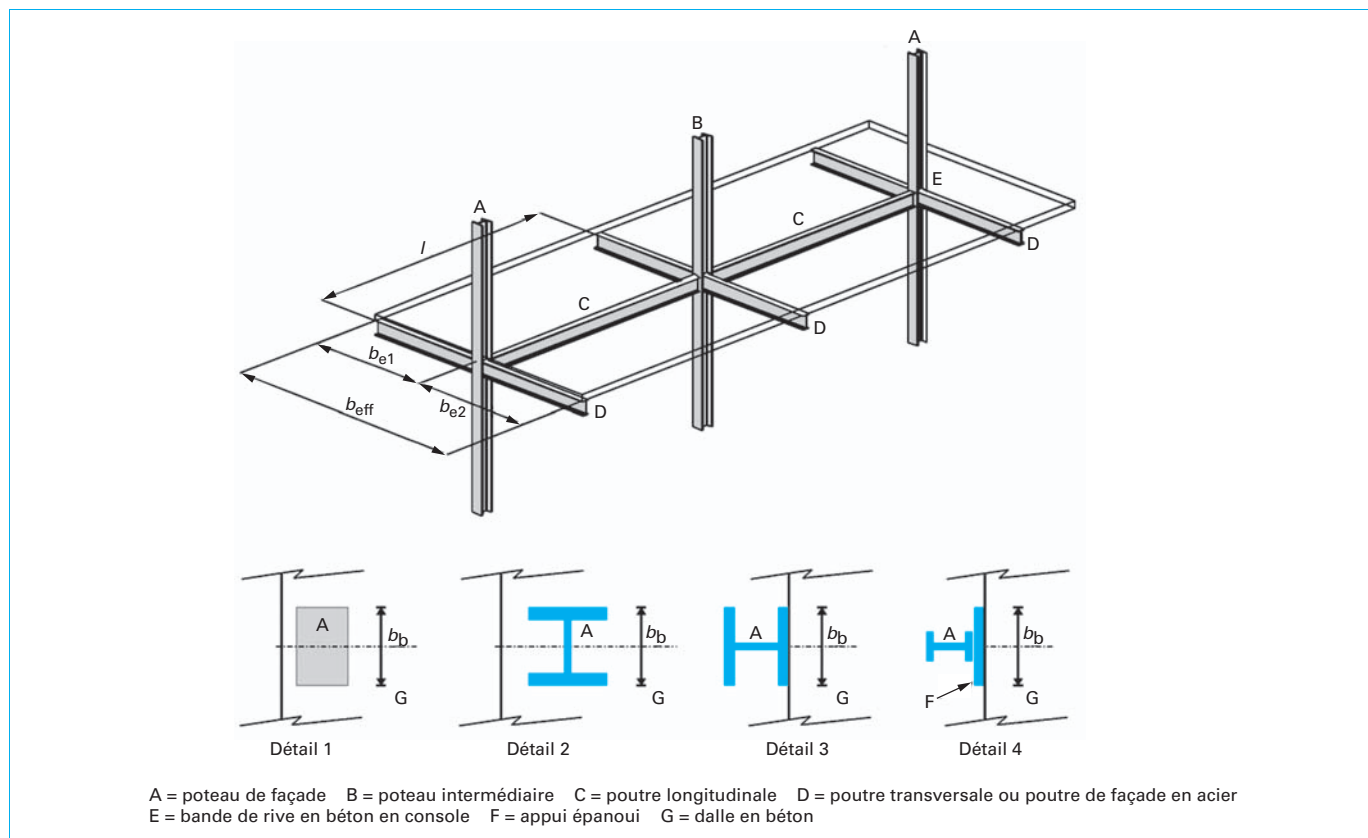


Figure 10 – Définition des éléments dans les structures à ossature en portique

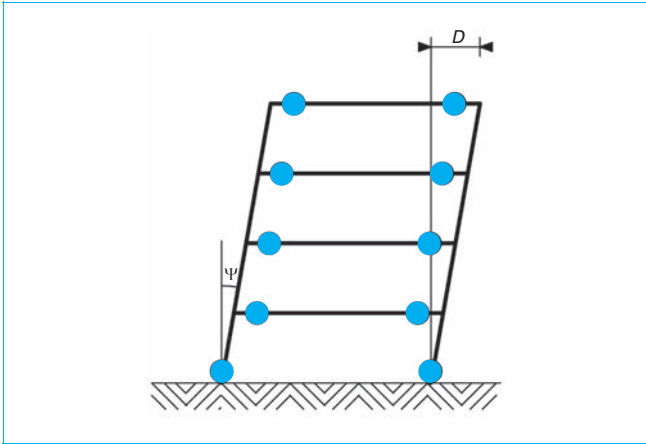


Figure 11 – Mécanisme « poutres faibles/poteaux forts »

2.1.1 Choix de départ : degré du caractère mixte

Sous séisme, dans les ossatures autostables en portique, des rotules plastiques se forment normalement à l'extrémité des poutres. On a vu au § 1.2 qu'on peut réaliser :

- des zones ductiles mixtes, en respectant les conditions spéciales relatives aux armatures ;
- des zones ductiles en acier seul, en faisant travailler le seul profil acier comme zone dissipative.

Cette seconde option simplifie le dimensionnement, mais exige une séparation effective du béton et de l'acier dans la zone de la rotule plastique. On a établi (norme EN 1992-1-1:2004, cf. [Doc. C 2 569]) que c'est le cas si la dalle est totalement déconnectée de l'ossature en acier dans une zone circulaire de diamètre $2b_{\text{eff}}$ autour d'un poteau, b_{eff} représentant la plus grande des largeurs participantes des poutres reliées à ce poteau. Le terme « totalement déconnectée » signifie l'absence de contact entre la dalle et toute face verticale de tout élément en acier (par exemple, poteaux, connecteurs, plaques de jonction, membrures ondulées, platelage en tôle cloué à la semelle d'un profilé en acier).

2.1.2 Limitations relatives aux poutres et aux poteaux

Les poutres doivent être vérifiées vis-à-vis du déversement en supposant la formation d'un moment plastique négatif à l'extrémité de la poutre.

Il n'est pas admis d'utiliser de poutres en treillis mixtes en tant que poutres dissipatives.

On limite l'effort normal dans les poteaux mixtes à :

$$N_{\text{Ed}}/N_{\text{pl,Rd}} < 0,30$$

2.2 Nœuds poutre/poteau

2.2.1 Contexte

L'assemblage d'une poutre à un poteau, dans une ossature en portique, implique nécessairement, à l'intersection de ces éléments, une zone de discontinuité qui demande une attention particulière : assemblages poutre/poteau et panneau d'âme du poteau en charpente métallique, confinement des zones critiques du poteau et du nœud en charpente mixte.

Dans les ossatures en portique, les rotules plastiques sont formées aux extrémités des poutres, sous moments positif ou négatif.

■ Pour pouvoir **construire des ossatures en portique mixtes**, dans lesquelles les poutres sont des poutres mixtes en T comprenant un profil acier et une dalle, il faut que les zones plastiques possèdent 2 caractéristiques fondamentales :

- des résistances plastiques $M_{\text{pl,Rd}}^+$ et $M_{\text{pl,Rd}}^-$ des zones dissipatives calculables avec assez de précision ;
- des capacités effectives de rotation plastique de minimum 25 à 35 mrad.

■ Lors de **recherches** qui ont servi à étayer les règles de l'Eurocode 8 relatives aux constructions mixtes (cf. [6] [7]), il a été montré que les caractéristiques requises précitées peuvent être obtenues par des choix adéquats :

- des proportions de la section ;
- des caractéristiques des matériaux ;
- des positions et densités d'armatures et des connecteurs acier/béton.

Une conception adéquate vise aussi les assemblages et l'armature du béton d'enrobage et du béton des dalles dans la zone de nœud. On commente ces aspects ci-après.

2.2.2 Assemblage de poutre en acier à poteau mixte

■ Le **dimensionnement local des armatures** nécessaires dans le béton de la zone d'assemblage doit être justifié par des modèles respectant l'équilibre. On définit au § 2.3 une méthode de calcul des « armatures sismiques » de dalle.

■ Dans les panneaux d'âme entièrement enrobés des assemblages de type poutre/poteau, la **résistance de la zone des panneaux** peut être calculée comme la somme des contributions du béton et du panneau en acier soumis au cisaillement, si :

- le rapport de forme h_b/h_c de la zone du panneau satisfait : $0,6 < h_b/h_c < 1,4$;
- $V_{\text{wp,Ed}} < 0,8 V_{\text{wp,Rd}}$.

avec $V_{\text{wp,Ed}}$ effort de cisaillement sollicitant de calcul dans le panneau d'âme, établi dans un dimensionnement capacitif tenant compte de la résistance plastique des zones dissipatives adjacentes mixtes dans les poutres ou les assemblages,

$V_{\text{wp,Rd}}$ résistance au cisaillement de calcul du panneau d'âme mixte acier/béton, déterminé conformément à l'Eurocode 4,

h_b, h_c sont définis à la figure 12.

Dans les panneaux d'âme raidis partiellement enrobés, une évaluation similaire est admise si des armatures droites du type défini à la figure 3 sont placées avec un espacement maximal s_1 égal au débordement d'aile c dans le panneau d'âme partiellement enrobé. Ces armatures sont orientées perpendiculairement au bord le plus long du panneau d'âme du poteau, et aucune autre armature n'est requise si $h_f/b_0 < 1,2$ et $h_c/b_c < 1,2$ (cf. figure 12a).

■ Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte est connectée à un poteau en béton armé (cf. figure 12b), il importe d'assurer le transfert du moment d'encastrement et de l'effort tranchant de l'extrémité de la poutre vers le poteau. Cela s'opère par un couple de forces verticales semblables à celles de la figure 30.

■ Pour assurer l'intégrité du poteau dans la zone d'encastrement, il faut :

- assurer la capacité du poteau à reprendre, sans écrasement du béton, chacune de ces forces verticales, ce qui implique une armature transversale de confinement ;
- assurer la capacité du poteau à résister localement à des sollicitations de traction engendrées par ces forces verticales. En effet, à cause du renversement de signe des moments en bout de poutre suivant le sens du mouvement de l'ossature, la réaction d'appui

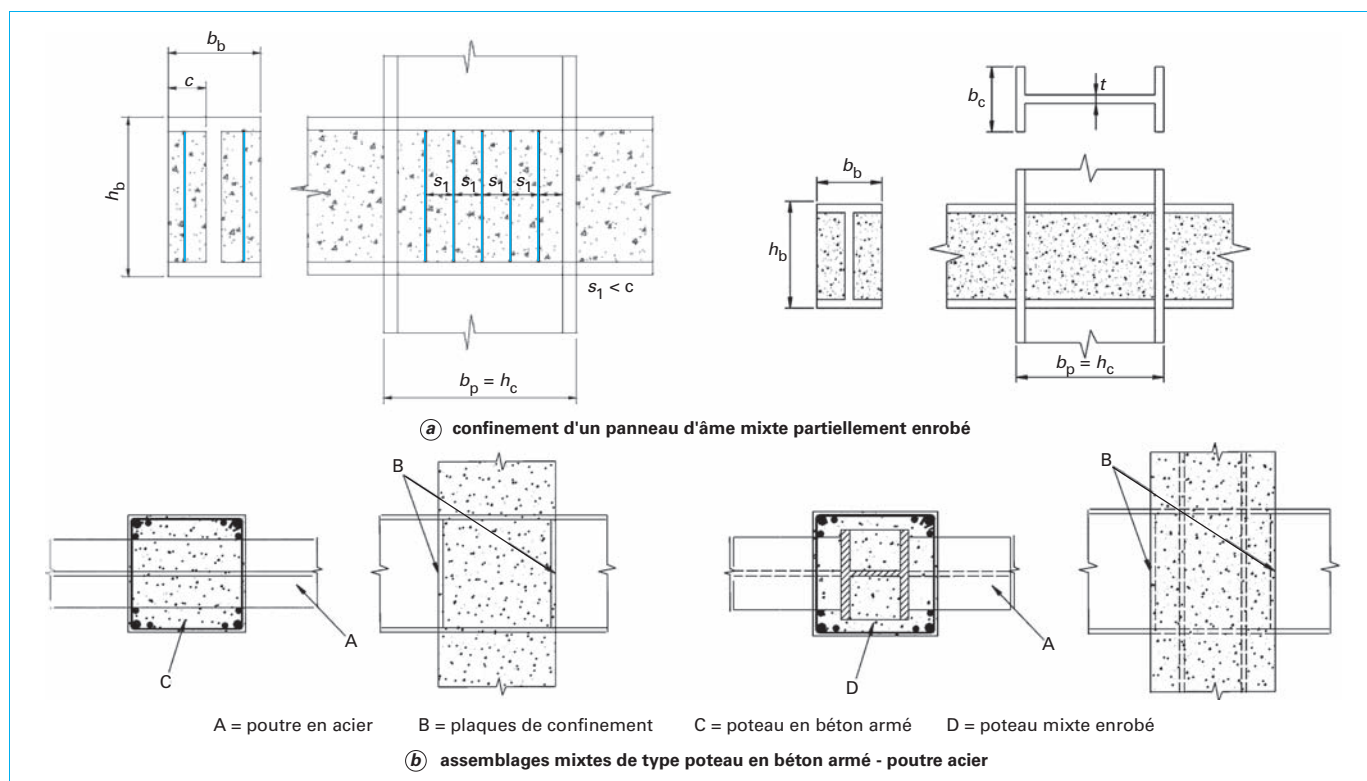


Figure 12 – Confinement d'un panneau d'âme mixte partiellement enrobé et assemblages mixtes de type poteau en béton armé/poutre acier

de la poutre est dirigée alternativement vers le haut et vers le bas, ce qui peut placer le poteau localement en traction.

Pour cette raison, on prescrit de placer dans le poteau, à proximité du raidisseur ou de la plaque de confinement adjacente à la zone dissipative, des armatures verticales dont la résistance axiale de calcul est, au moins, égale à la résistance à l'effort tranchant de la poutre. Il est toutefois permis de comptabiliser, comme partie ou totalité des armatures verticales requises, les armatures verticales présentes dans cette zone du poteau pour d'autres raisons. Ces armatures verticales doivent être maintenues par les armatures transversales déjà mentionnées.

■ **Pour assurer la bonne tenue de la poutre et du béton à l'appui,** la présence de raidisseurs de l'âme de la poutre est exigée dans le plan de la face extérieure du béton. En raison de leur rôle de confinement du béton, ces raidisseurs sont désignés par le terme « plaques de confinement » (cf. figure 12b). Le confinement augmente la raideur du nœud mixte et sa résistance au cisaillement et contribue à retarder la fissuration et l'écrasement du béton.

Pour des raisons de mise en place, il est souhaitable que la largeur des ailes des poutres ne dépasse pas la demi-largeur du poteau mixte.

2.2.3 Assemblages semi-rigides

Dans le contexte des ossatures en portique mixte résistant aux séismes, l'utilisation d'assemblages semi-rigides ou à résistance partielle présentent des inconvénients :

- comme, pour la structure primaire des portiques auto-stables soumis à une action sismique significative, on est généralement en recherche de raideur pour limiter l'effet $P-\Delta$ et pour satisfaire les limites de déformabilité sous séisme de service, des assemblages semi-rigides vont à l'opposé de ce souci ;

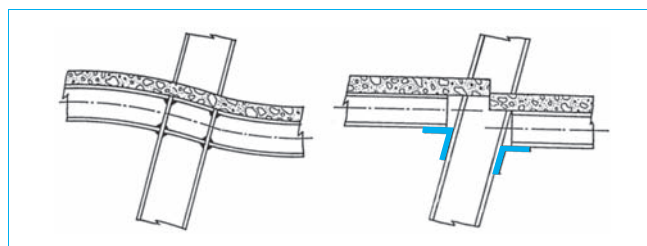


Figure 13 – Exigence de déformation du béton éventuellement plus élevée en cas d'assemblage semi-rigide

- au nœud, les déformations locales exigées du béton sont souvent plus importantes qu'avec des assemblages rigides (cette plus grande demande de déformation du béton est illustrée à la figure 13) ;

- compte tenu de la très grande variété d'assemblages semi-rigides, les outils actuellement disponibles ne permettent d'évaluer la capacité de rotation plastique que pour certains types d'assemblages.

2.2.4 Armatures de dalle pour la ductilité des poutres mixtes aux nœuds

On définit, au § 2.3, les positions et densités des armatures et des connecteurs acier/béton permettant d'obtenir une ductilité suffisante aux nœuds et de bénéficier de moments résistants $M_{pl,Rd}$ de poutre mixte calculés avec les largeurs participantes du tableau 7.

Ces éléments de dimensionnement sont basés sur la situation plastique dans la section et des équilibres « bielles-tirants » selon l'axe longitudinal, ou dans le plan situé à mi-épaisseur de la dalle.

Les relations obtenues ont un caractère approximatif, car on y additionne les contributions de plusieurs mécanismes plastiques à la résistance, alors que les résistances partielles de chaque mécanisme ne correspondent pas nécessairement au même état de déformation et qu'il pourrait en principe arriver que certaines résistances partielles soient épuisées par défaut de ductilité, alors que d'autres atteignent leur pleine valeur. Toutefois, les développements présentés ont été validés par des expérimentations multiples.

2.3 Transfert des moments de flexion aux nœuds poutres/poteaux

2.3.1 Principe

On considère la situation où la partie métallique de l'assemblage est pleinement résistante et on établit les résistances de calcul F_{Rdi} dans la dalle pour différentes situations au nœud. On doit vérifier :

- que la reprise des tractions F_{st} des armatures longitudinales de la dalle est assurée, si le moment de flexion M au nœud est négatif $M < 0$;
- que la reprise de la compression F_{scr} développée dans la dalle à l'endroit du nœud, est assurée, si le moment M au nœud est positif $M > 0$.

À cet effet, il importe que les résistances présentes soient, au moins, égales aux sollicitations, soit :

- en un nœud extérieur : $1,2 F_{sc} \leq \Sigma F_{Rdi,c}$ et $1,2 F_{st} \leq \Sigma F_{Rdi,t}$;
- en un nœud intérieur : $1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq \Sigma F_{Rdi}$.

avec F_{Rdi} résistances offertes par des mécanismes locaux que l'on explique ci-après.

2.3.2 Cas où le moment appliqué à un poteau de façade est négatif

Sous un moment négatif $M < 0$, la section de la poutre n'est pas mécaniquement mixte, car les parties actives de la section se limitent au profil acier et aux armatures longitudinales tendues de la dalle. Le béton sert à tenir ces dernières à leur niveau.

Le transfert du moment $M < 0$ (cf. figure 18) implique de la traction en partie supérieure de la section, et de la compression en partie inférieure. Comme l'assemblage de la partie acier de la section mixte est pleinement résistant, le moment M transmis ne dépend que du mode de liaison des armatures longitudinales de la dalle.

■ S'il n'y a pas de poutre de façade et, donc, d'accrochage des armatures à une poutre de façade (cf. figure 14a), le moment résistant est égal à $M_{pl,Rd}$ de la section acier.

■ Lorsqu'il existe une bande de rive en béton en console (cf. figure 14b), l'équilibre est assuré dans la bande de rive par des bielles de béton comprimées inclinées, prenant appui sur le poteau, et par des tirants constitués par les armatures parallèles à la rive. La réaction au poteau vaut au plus :

$$F_{Rd0} = 1,1 (0,85 f_{ck} / \gamma_c) b_c d_{eff} = 0,94 f_{cd} b_c d_{eff}$$

avec d_{eff} épaisseur de la dalle (de la partie solide au-dessus des nervures en cas de dalles mixtes),
 b_c largeur du poteau.

Les armatures longitudinales sont dimensionnées pour reprendre l'effort de « tirant » (cf. figure 15) et elles plastifient si :

$$A_s f_{yL} \leq 0,94 b_c d_{eff} f_{cd}$$

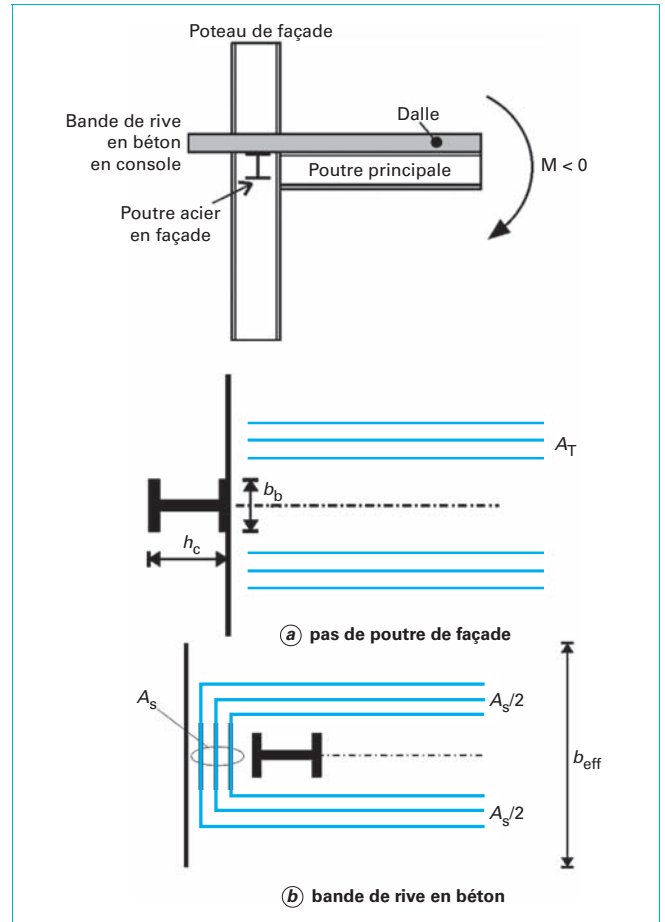


Figure 14 – Transfert d'un moment négatif M à un poteau de façade

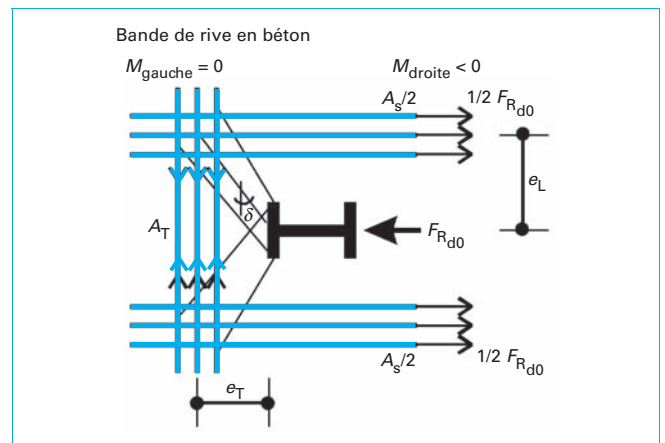
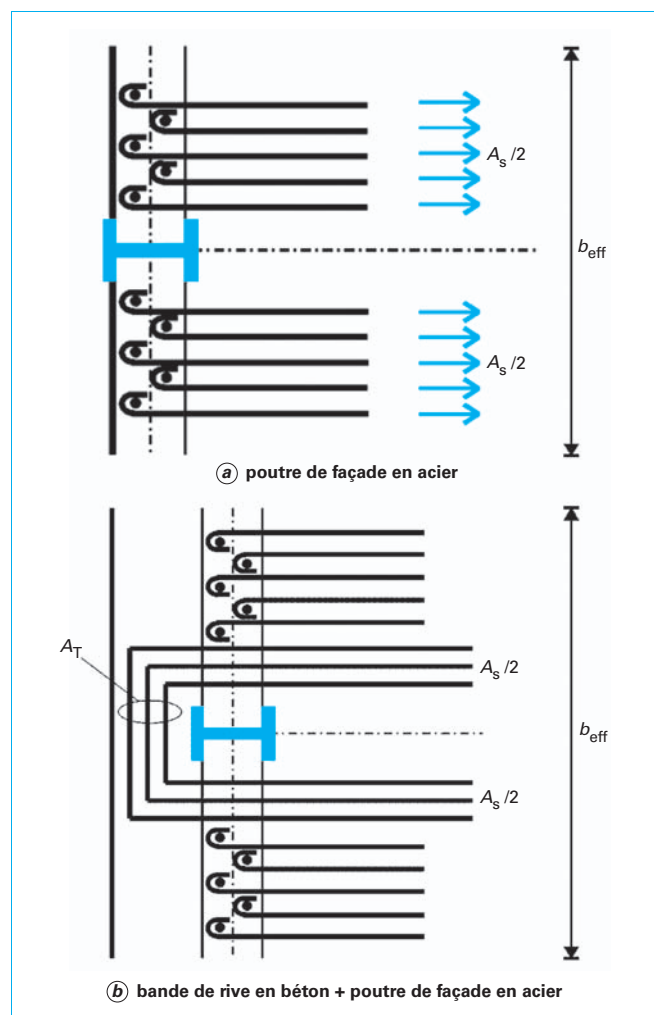


Figure 15 – Équilibre dans la dalle au nœud

On les place pour que la distance e_L de l'axe du profil à la résultante des armatures, disposées de chaque côté du poteau, respecte :

$$0,7 b_c \leq e_L \leq 2,5 b_c$$

Figure 16 – Moment $M < 0$ appliqué à un poteau de façade

La section A_T nécessaire pour équilibrer la traction développée dans les armatures de $A_s/2$ de chaque côté du poteau, si les bielles comprimées sont inclinées à 45° , est donnée par :

$$A_T \geq 0,5 A_s$$

■ Si une poutre de façade en acier est présente (cf. figure 16a), le moment résistant du nœud peut inclure la contribution des armatures de dalle lorsque ces dernières sont ancrées aux connecteurs de la poutre de façade, laquelle est fixée rigidement au poteau. La résistance en traction offerte est :

$$F_{Rd3} = n P_{Rd}$$

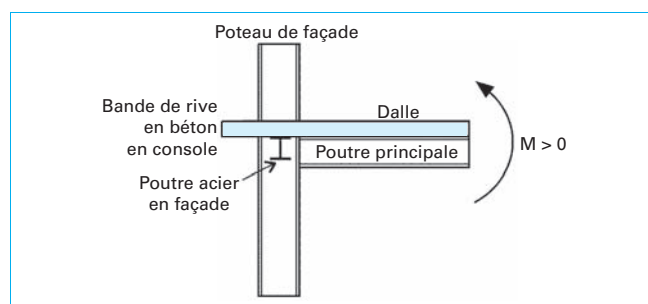
avec P_{Rd} résistance de calcul d'un connecteur,
 n nombre de connecteurs dans la largeur participante.

Pour assurer la ductilité, il faut que les armatures de la dalle plastifient en traction avant qu'il n'y ait rupture de leur ancrage, ce qui limite la section A_s des armatures longitudinales :

$$F_{Rd3} = n P_{Rd} \geq 1,1 A_s f_{yd}$$



Figure 17 – Voilement dans une poutre mixte constituée d'un IPE300 et d'une dalle sur bac acier (d'après [6])

Figure 18 – Transfert de $M > 0$

Il faut aussi vérifier la résistance de la poutre de façade vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant, et de la torsion, sous l'action des forces horizontales appliquées aux connecteurs. Ce calcul est en général assez complexe. Toutefois, si les poutres de façade sont des profils I ou H, on peut effectuer un calcul simplifié. En effet, comme la raideur en torsion des I ou H est faible et que la torsion est reprise par flexion horizontale des ailes, le cisaillement et la flexion sont repris par l'aile supérieure (cf. figure 25).

■ Lorsqu'il y a, à la fois, une poutre de façade en acier et une bande de rive en béton en console (cf. figure 16b), on combine les 2 apports précédents.

On a vu au § 1.2 que, dans une poutre mixte en T soumise à un moment négatif, il existe une possibilité de voilement de la partie inférieure de la section en acier (cf. figure 17).

Le choix d'une classe de section adéquate s'impose (cf. tableau 5). Il conduit à une limitation des élancements de l'âme et de l'aile inférieure. La limitation de l'élancement de l'âme conduit à imposer une limite supérieure de la position de l'axe neutre qui, sous $M < 0$, limite la section A_s des armatures longitudinales dans la largeur participante de dalle.

2.3.3 Cas où le moment appliqué à un poteau de façade est positif

Dans ce cas, le moment résistant du nœud dépend de la possibilité de transmettre la force de compression du béton de la dalle.

On peut définir **trois mécanismes de transfert de cette compression**. Leur étude permet de calculer les armatures sismiques présentées aux figures 22 et 23.

■ Mécanisme 1 : compression directe sur la largeur de la face du poteau, équilibrée de façon directe sur cette face

La compression du béton est reprise de façon directe par l'appui sur l'aile du poteau. La largeur b_b d'appui du béton sur le poteau peut être la largeur du profil du poteau ou une largeur épanouie (cf. figure 19).

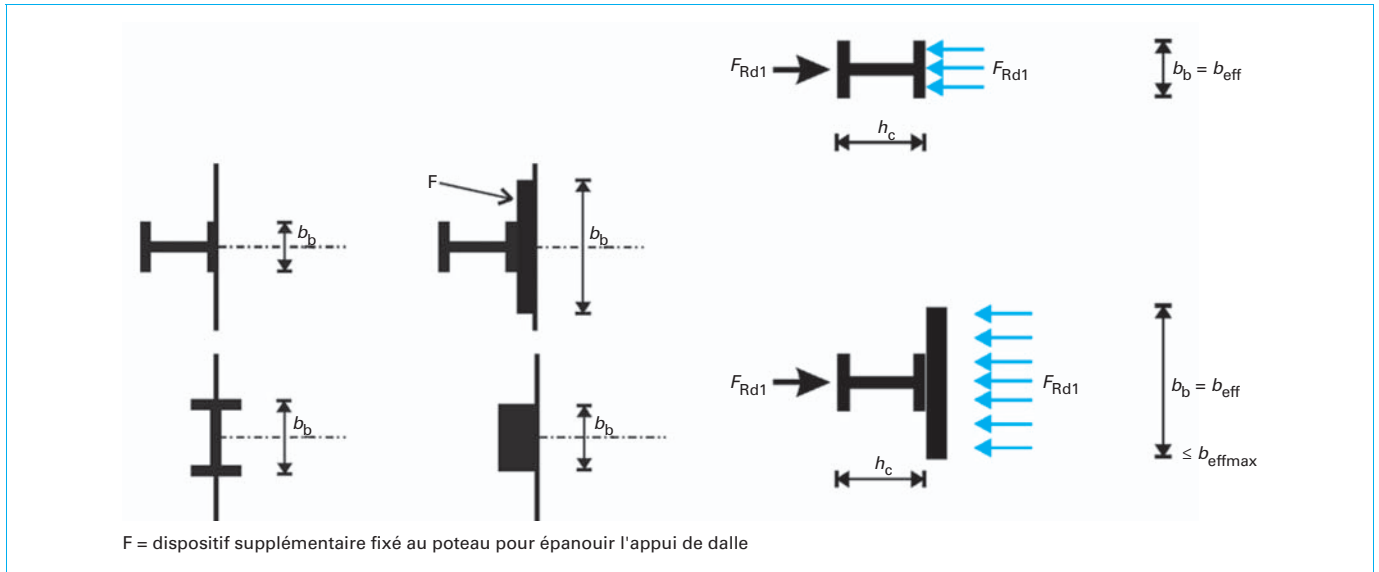


Figure 19 – Mécanisme 1 : compression directe sur la face du poteau avec épanouissement éventuel

La valeur maximale de la réaction est :

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}$$

Cette force concentrée appliquée au béton requiert une armature « anti-éclatement » pour empêcher le fendage du béton dans l'axe de la force. La diffusion de cette force implique des bielles comprimées inclinées, qui sont équilibrées par des tirants, selon le schéma de la figure 20. La diffusion de F_{Rd1} a lieu sur une distance environ égale à la moitié de la largeur participante b_{eff} de la dalle en section courante de poutre, et elle engendre une force de traction transversale F_{t1} :

$$F_{t1} = \frac{F_{Rd1}}{4} \frac{b_{eff} - b_b}{b_{eff}} = 0,25 f_{cd} b_b d_{eff} \frac{0,15l - b_b}{0,15l} = A_T f_{yd,T}$$

L'aire A_T de section des armatures de confinement nécessaire s'écrit donc :

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}$$

On estime $b_b \approx 0,05l$ et on a :

$$A_T \geq 0,14 d_{eff} b_b \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}$$

La section d'armature A_T doit être uniformément répartie sur une longueur égale à b_{eff} et la première armature doit se trouver à moins de 30 mm de la surface du béton en contact avec l'aile du poteau. La section A_T peut être partiellement ou entièrement réalisée par des armatures déjà présentes pour d'autres raisons, comme par exemple la résistance de la dalle à la flexion. Le pourcentage d'acier trouvé est de l'ordre de 0,3 %.

■ Mécanisme 2 : compression en dehors de la largeur de la face du poteau

La compression, en dehors de la largeur de la face du poteau, est reprise, comme dans une console courte en béton armé, par des

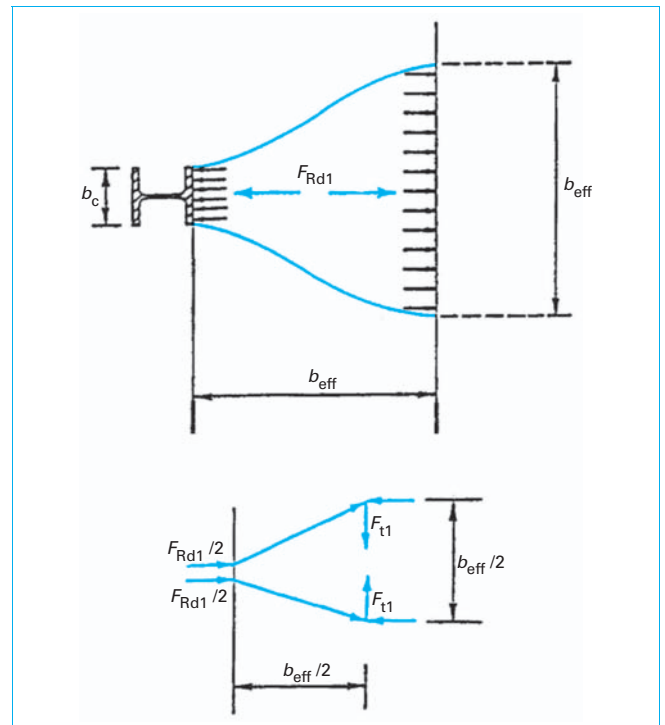


Figure 20 – Diffusion de F_{Rd1} (d'après [4])

bielles de béton inclinées qui s'appuient sur les faces latérales du profil, à condition que celles-ci offrent l'appui voulu :

- parties creuses du profil H, s'il est orienté comme à la figure 21 ;
- connecteurs, cornières,... soudés sur les faces latérales.

Les bielles de béton inclinées sont équilibrées par des armatures tendues perpendiculaires à la compression appliquée par la dalle (cf. figure 21).

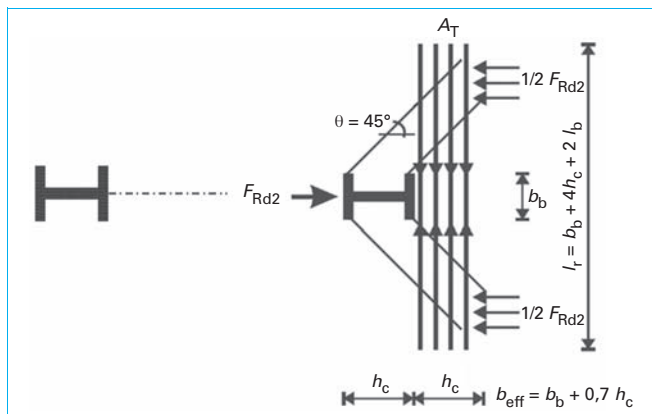


Figure 21 – Mécanisme 2 : compression en dehors de la largeur de la face du poteau

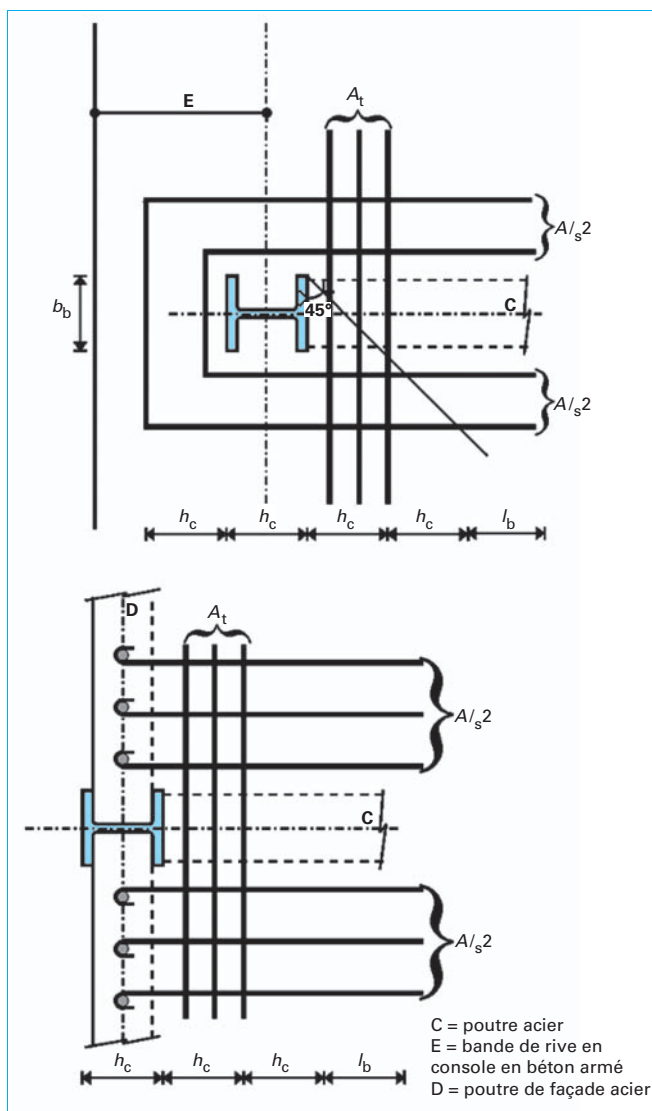


Figure 22 – « Armatures sismiques » à un poteau de façade

On désigne par h_c la hauteur de la section du poteau et par d_{eff} l'épaisseur de la dalle et on admet que la résistance de calcul d'une bielle de béton est égale à $0,7 f_{cd}$.

Si l'angle d'inclinaison des bielles de béton est égal à 45° , on a :

- $\cos 45^\circ = \sqrt{2}/2 \approx 0,7$;
- résistance en compression d'une bielle : $F_c = 0,7 h_c d_{eff} \times 0,7 f_{cd}$;
- projection de cette force sur l'axe x : $0,7 F_c = 0,7 \times 0,7 h_c d_{eff} \times 0,7 f_{cd} = F_{Rd2}/2$;
- résistance de calcul : $F_{Rd2} = 2 \times 0,7 \times 0,7 \times 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \approx 0,7 h_c d_{eff} f_{cd}$;
- force de traction dans le tirant : $F_{Rd2}/2$;
- section A_T du tirant : $A_T \geq F_{Rd2}/2 f_{yd,T}$.

La section A_T nécessaire est à répartir sur une longueur de poutre égale à h_c et doit être ancrée au-delà des bielles de compression. Si on désigne par l_b la longueur d'ancrage, la longueur requise des armatures est égale à :

$$l_r = b_b + 4h_c + 2l_b$$

(cf. figure 21). Le pourcentage d'acier trouvé est de l'ordre de 1 à 1,5 %.

La disposition des armatures correspondant au mécanisme 2, dans le cas d'un poteau de façade est illustrée à la figure 22. Elle l'est à la figure 23 pour le cas d'un poteau intérieur.

On note ici qu'il faut disposer une section A_T de chaque côté du poteau, car, sous séisme, il y a renversement du signe du moment M . De plus, comme le séisme peut frapper suivant x ou y , l'armature à disposer autour du poteau se présente comme un quadrillage.

■ Mécanisme 3 : compression reprise par des connecteurs présents sur une poutre de façade en acier

Lorsqu'une poutre de façade en acier, fixée rigidement au poteau, est présente, on peut reprendre les forces de compression de la dalle par des connecteurs disposés sur cette poutre (cf. figure 24). Si on désigne par n le nombre de connecteurs implantés à l'intérieur de la largeur participante calculée, et par P_{Rd} la résistance de calcul d'un connecteur, on trouve comme force de compression transmissible :

$$F_{Rd3} = nP_{Rd}$$

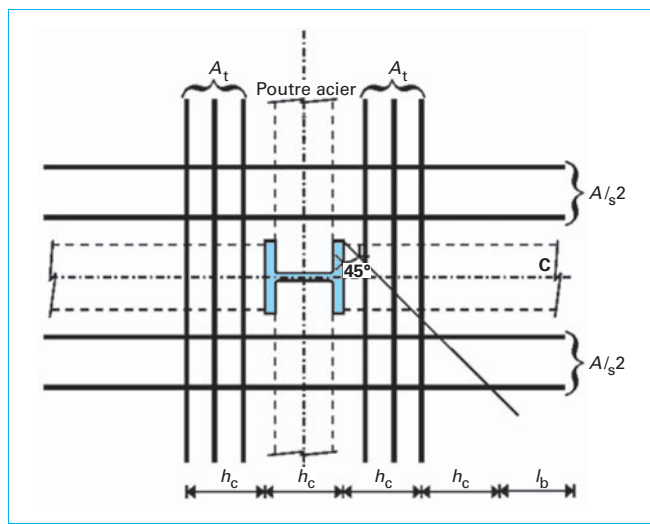


Figure 23 – « Armatures sismiques » à un poteau intérieur

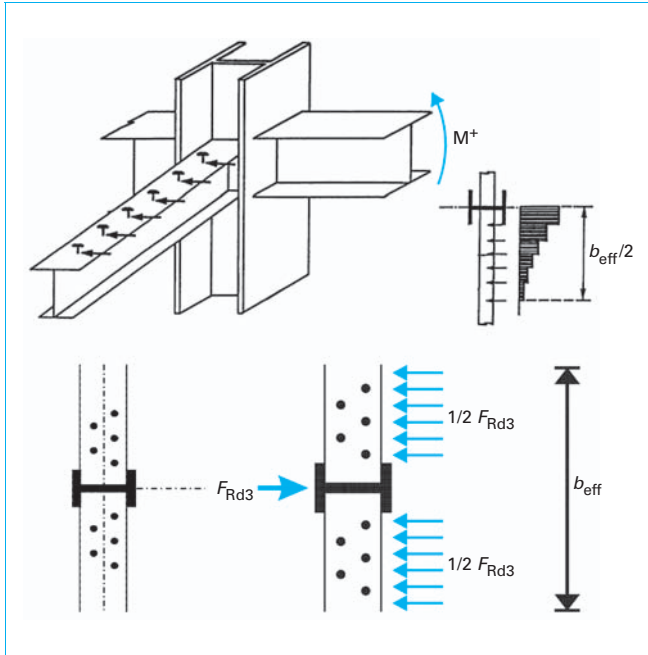


Figure 24 – Mécanisme 3 : la compression en dehors du poteau reprise par les connecteurs d'une poutre de façade en acier

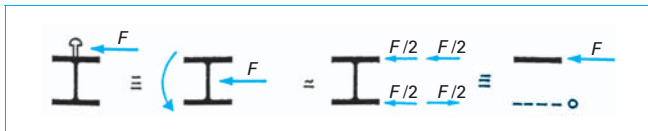


Figure 25 – Reprise par cisaillement et flexion des ailes de la poutre transversale de la résultante $F = F_{Rd3}$ transmise par les connecteurs disposés sur cette poutre

La poutre de façade doit être dimensionnée pour résister à la flexion, à l'effort tranchant, et à la torsion, engendrés par la résultante F_{Rd3} transmise par les connecteurs. Dans un calcul simplifié, on considère que la torsion est reprise par flexion horizontale des deux ailes, alors que le cisaillement et la flexion sont repris par l'aile supérieure (cf. figure 25).

■ Combinaison des 3 mécanismes de transfert de la compression de la dalle

Les éléments structuraux et les assemblages sont le résultat de la conception générale de la structure, et on peut, dès lors, rencontrer diverses situations de transfert de la compression de la dalle. On reprend ces circonstances et combinaisons au tableau 8 ci-après.

On peut s'interroger sur la capacité des divers mécanismes à fournir au droit du nœud une largeur participante égale à celle en section courante. Dans le cas où il n'y a, ni poutre de façade en acier, ni extension de la dalle en tant que bande de rive en console, on a :

$$b_{\text{eff,connec}} = 0,7 h_c + b_b$$

Selon le tableau 7 des largeurs efficaces pour le calcul du moment résistant (plastique), on a : $b_e = 0,075 \ell$ sous M^+ , ce qui correspond à $b^+_{\text{eff}} = 2b_e = 0,15 \ell$. Cette valeur est identique à la valeur unique donnée par l'Eurocode 4 pour le calcul de la raideur et du moment résistant.

Tableau 8 – Mécanismes de transfert de la compression dans la dalle suivant les détails constructifs adoptés.
Poteau extérieur. $M > 0$

Détails constructifs	Le moment résistant du nœud est basé sur les forces de compression F_{Rd} ci-dessous.
1 Pas de poutre de façade en acier. Dalle en contact avec la face intérieure du poteau.	F_{Rd1} $b_{\text{eff}} = b_b$.
2 Pas de poutre de façade en acier. Dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau, ou au-delà, en tant que bande de rive en console.	$F_{Rd1} + F_{Rd2}$ $b_{\text{eff}} = 0,7 h_c + b_b$
3 Poutre de façade en acier présente. Dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau, ou au-delà, en bande de rive en console.	Valeur maximale de calcul de la force de compression $b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{cd}$ transmise si : $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{cd}$. Moment résistant mixte obtenu par n connecteurs réalisant F_{Rd3} adéquat. Largeur participante maximale : $b_{\text{eff}} = 0,15 \ell$.

Dans un cas pratique où l'on aurait $b_c \approx h_c$ et $b_c \approx 0,05 \ell$, on trouve $b^+_{\text{eff connec}}$:

$$b^+_{\text{eff connec}} = 0,7 h_c + b_c \approx 1,7 b_c \approx 0,085 \ell \ll b^+_{\text{eff}} = 0,15 \ell$$

$$b^+_{\text{eff connec}} \approx 0,5 b^+_{\text{eff}} \text{ (Eurocode 4)}$$

On en conclut que, pour développer au nœud un moment égal au plein moment plastique de la poutre, un ou plusieurs dispositifs additionnels (poutre transversale avec connecteurs ou épanouissement d'aile de poteau) sont nécessaires. Une alternative consiste à créer une réduction de largeur de l'aile inférieure [3].

2.3.4 Transfert des moments à un nœud poutre/poteau intermédiaire

Les moments appliqués en situation sismique à un nœud poutre/poteau intermédiaire sont $M > 0$, d'un côté du nœud, et $M < 0$, de l'autre.

Les possibilités de transfert des sollicitations de compression de la dalle du côté $M > 0$ et des sollicitations de traction des armatures du côté $M < 0$ sont celles décrites aux paragraphes précédents. Elles consistent à mobiliser F_{Rd1} , F_{Rd2} et F_{Rd3} :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) d_{\text{eff}} f_{cd} + n F_{Rd}$$

Pour permettre la plastification de la semelle inférieure du profil de la poutre et éviter l'écrasement du béton de la dalle, on recourt à un dimensionnement capacitif de la zone d'assemblage par rapport aux résistances de calcul des armatures de la dalle (côté $M < 0$), d'une part, et du béton de la dalle (côté $M > 0$), d'autre part. La relation à vérifier s'écrit :

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$$

3. Ossatures mixtes avec triangulations

3.1 Ossatures mixtes avec triangulations à barres centrées

Selon l'Eurocode 8, les éléments dissipatifs d'une ossature à triangulation mixte dissipative doivent être des diagonales en acier. Les éléments structuraux non dissipatifs, poteaux ou poutres, peuvent être en acier ou mixtes.

Les raisons en sont les suivantes :

- des diagonales mixtes contribueraient à surcharger les poutres et poteaux dans la situation avant flambement des diagonales, ce qui est contraire à l'économie du projet ;
- on ne dispose pas d'information sur le comportement cyclique des diagonales mixtes, et il n'est donc pas possible de le définir dans une approche simple comme on l'a fait pour les diagonales en acier seul [3].

Le dimensionnement des ossatures mixtes avec triangulations à barres centrées, qui sont dissipatives dans les diagonales, est donc similaire à celui des ossatures acier du même type.

Il ne faudrait toutefois, pas négliger l'intérêt possible :

- d'ossatures non dissipatives, qui tirent avantage de la résistance en compression des diagonales mixtes ;
- d'ossatures à triangulation centrée, dont les assemblages sont les zones dissipatives.

Mais, ces options constructives doivent encore faire l'objet de travaux de recherche.

3.2 Ossatures mixtes avec triangulations à barres excentrées

■ **En principe**, tous les éléments structuraux de ce type d'ossatures peuvent être mixtes. Toutefois, la capacité de déformation plastique requise dans les tronçons d'excentrement est nettement supérieure à celle offerte par les poutres de portique (≈ 80 mrad contre ≈ 30 mrad). Ceci est source d'incertitude quant à la formation de ces rotules plastiques mixtes et à leur résistance.

Si la résistance des tronçons d'excentrement est sous estimée, cela peut conduire à un sous-dimensionnement des diagonales et poteaux, et entraîner leur ruine.

Les connaissances font défaut en ce qui concerne la « déconnexion » de la dalle pour des rotations plastiques du niveau mentionné. Par conséquent, des tronçons dissipatifs mixtes, situés dans les poutres et impliquant des rotules plastiques en flexion posent problème. Pour cette raison, on estime à l'heure actuelle [6] que les ossatures mixtes avec triangulations à barres excentrées doivent être dimensionnées de telle sorte que la dissipation d'énergie se produise principalement par plastification en cisaillement des tronçons d'excentrement, et que tous les autres éléments structuraux – en ce compris les assemblages – restent élastiques (cf. figure 26).

Les poteaux, poutres et diagonales (reprises sous le terme « entretoises » dans l'Eurocode 8) peuvent être en acier ou mixtes.

■ **Pour l'analyse**, on distingue deux rigidités en flexion des poutres (voir § 1.5).

Les tronçons d'excentrement, composés de profilés en acier associés à des dalles, correspondent à une situation bien maîtrisée, parce que la contribution de la dalle à la résistance au cisaillement est négligeable. Ceci implique que les tronçons d'excentrement

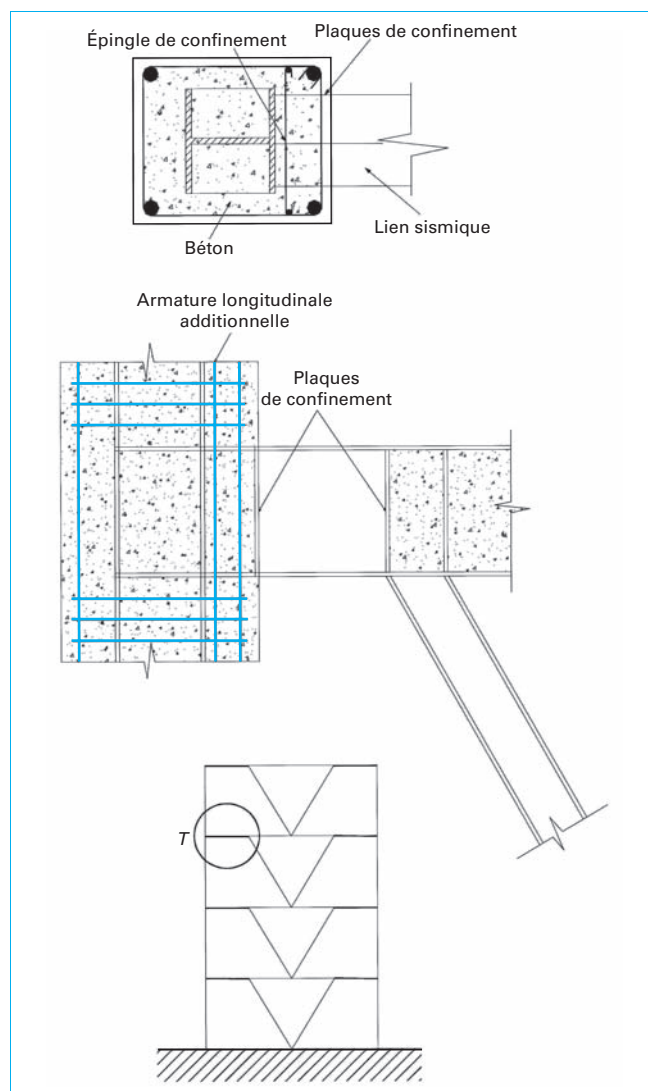


Figure 26 – Détail de la zone T d'assemblage poutre/poteau/tronçon d'excentrement dans une ossature mixte à triangulation excentrée (d'après [8])

soient de longueur courte ou intermédiaire, avec une longueur maximale e telle que :

- $e = 2M_{p,link}/V_{p,link}$ dans les structures où deux rotules plastiques se forment aux extrémités du tronçon d'excentrement ;
- $e = M_{p,link}/V_{p,link}$ dans les structures où une rotule plastique se forme à une seule des extrémités du tronçon d'excentrement.

$M_{p,link}$ et de $V_{p,link}$ ont été définis dans un précédent dossier [2]. Dans le calcul de $M_{p,link}$, seuls les composants en acier de la section du tronçon d'excentrement sont pris en compte, la dalle étant négligée. On doit mettre en œuvre (cf. figure 26) :

- des plaques de confinement des deux côtés du tronçon d'excentrement, respectivement au niveau de la face du poteau et dans la section d'extrémité de la liaison, lorsque le tronçon d'excentrement sismique est fixé à un poteau en béton armé ou à un poteau enrobé ;
- des armatures transversales, au-dessus et en dessous de l'assemblage du tronçon d'excentrement, lorsqu'il est adjacent à un poteau mixte entièrement enrobé.

À part ces détails, le projet d'ossatures mixtes avec triangulation à barres excentrées est similaire à celui d'une ossature en acier [3].

4. Ossatures et systèmes à murs mixtes

4.1 Types de murs mixtes et critères de dimensionnement

4.1.1 Critères généraux

Les systèmes à murs mixtes possèdent une résistance au cisaillement et une raideur de cisaillement similaires à celles des murs en béton armé. Les profilés en acier, constituant la périphérie de ces murs, apportent toutefois une augmentation significative de résistance en flexion, ce qui, par rapport à une solution en béton armé, retarde la formation d'une rotule plastique en pied de mur.

Comme dans les structures en béton armé, il y a, pour les murs mixtes dissipatifs, deux niveaux de ductilité auxquels correspondent deux valeurs du coefficient de comportement q .

Les systèmes structuraux des types 1 et 2 (cf. figure 2) sont conçus, à l'instar des voiles de contreventement élancés en béton armé, de manière à ce qu'une rotule plastique flexionnelle puisse se former en base du mur. Les déformations plastiques se localisent dans les profilés verticaux en acier et dans les armatures verticales. La reprise du cisaillement a lieu suivant le schéma indiqué à la figure 27.

Le système structural de type 3 (cf. figure 2) comporte des murs à la base desquels, comme dans les types 1 et 2, une rotule plastique peut se former, mais l'énergie est aussi dissipée dans les poutres de couplage.

4.1.2 Analyse globale

L'analyse globale de la structure est basée sur les propriétés de section définies pour les murs en béton et pour les poutres mixtes.

■ Dans un système structural de types 1 ou 2, et lorsque des profilés en acier verticaux, entièrement ou partiellement enrobés, constituent des éléments de rive pour les panneaux de remplissage en béton armé, l'analyse est effectuée en supposant que les sollicitations sismiques de ces éléments de rive verticaux sont uniquement des efforts axiaux. On les détermine en supposant que les

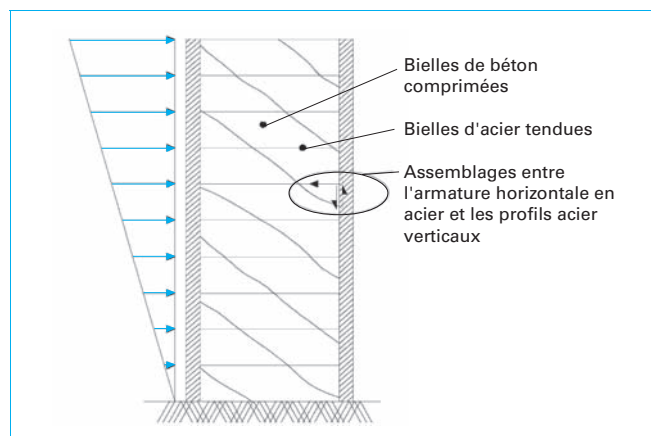


Figure 27 – Comportement mécanique des murs mixtes pour la reprise du cisaillement (d'après [4])

efforts tranchants sont repris par le béton armé et que les forces gravitaires et le moment de renversement sont repris par le mur agissant en structure mixte avec les éléments de rive verticaux.

■ Dans un système structural de type 3, et si des poutres de liaison mixtes sont utilisées, on considère deux rigidités distinctes des poutres en flexion (voir § 1.5).

4.1.3 Détail des murs mixtes

Les panneaux de remplissage en béton armé, dans les ossatures de type 1, et les murs en béton armé, dans celles de types 2 ou 3, doivent respecter les exigences de ductilité applicables aux murs en béton armé. La classe de section des profilés en acier partiellement enrobés, utilisés en tant qu'éléments de rive de panneaux en béton armé, est choisie pour correspondre au coefficient de comportement de la structure q conformément au tableau 5.

Les profilés en acier, entièrement enrobés ou partiellement enrobés, utilisés comme éléments de rive dans des panneaux en béton armé, sont dimensionnés suivant les critères généraux définis plus haut. On utilise des goujons à tête ou des armatures de liaison (soudées, ancrées par des orifices dans les éléments en acier, ou ancrées autour de l'élément en acier) pour transmettre les efforts tranchants verticaux et horizontaux entre l'acier des éléments de rive et le béton armé (cf. figures 28 et 29).

4.2 Linteaux

Lorsqu'une poutre « linteau » dissipative, en acier ou mixte, est connectée à un mur en béton armé (cf. figure 30) le transfert, de l'extrémité de la poutre vers le poteau, du moment d'encastrement et de l'effort tranchant, se réalise par un couple de forces verticales.

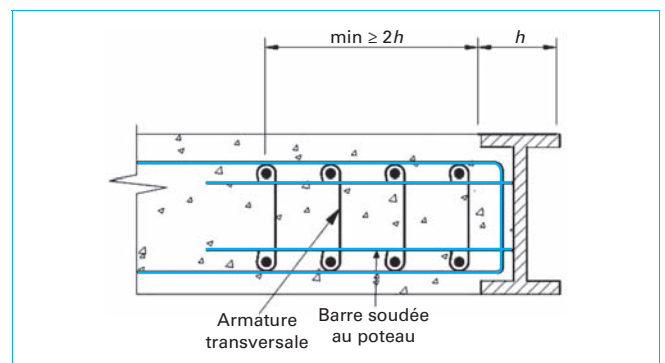


Figure 28 – Dispositions constructives des éléments de rive mixtes partiellement enrobés (armatures transversales de classe de ductilité DCH) (d'après [8])

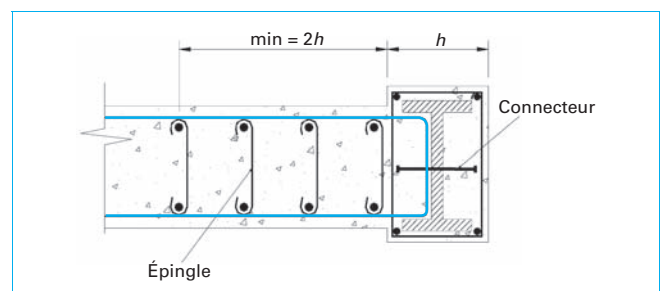


Figure 29 – Dispositions constructives des éléments de rive mixtes entièrement enrobés (armatures transversales de classe de ductilité DCH) (d'après [8])

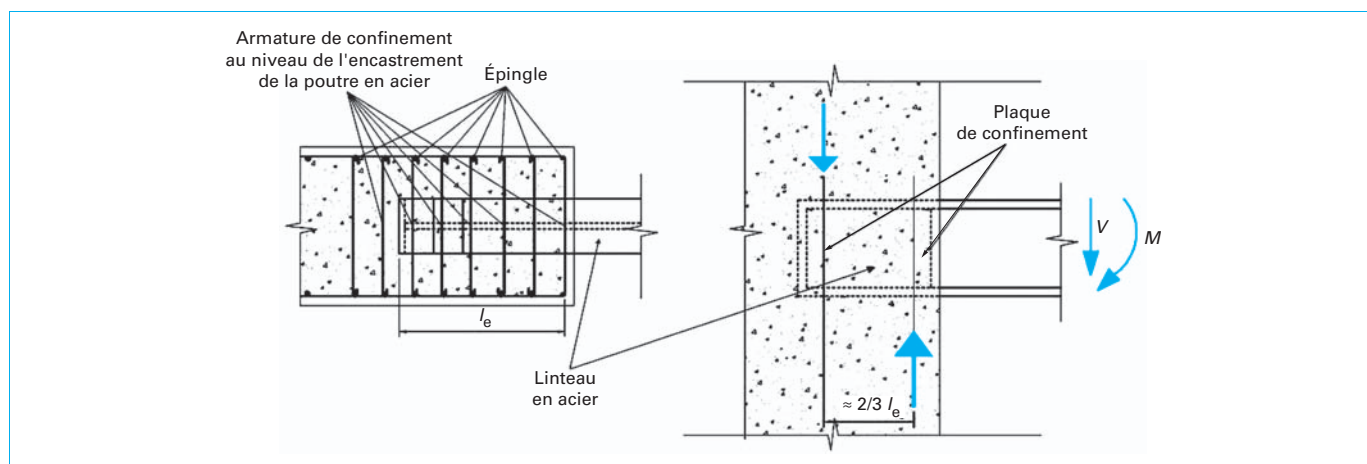


Figure 30 – Détails d'un linteau fixé dans un mur (armatures transversales de classe de ductilité DCH)

Il faut assurer la capacité du mur à reprendre sans écrasement du béton chacune de ces forces verticales de compression. Pour cela, la longueur d'encastrement des poutres de couplage dans le mur en béton armé doit être suffisante pour assurer la résistance au moment plastique $M_{pl,Rd}$ en bout de poutre et aux efforts tranchants de calcul V_{Ed} qui y correspondent.

On considère que la longueur d'encastrement l_e débute à hauteur du premier lit d'armature de confinement en rive du mur (cf. figure 30). Elle ne peut pas être inférieure à 1,5 fois la hauteur de la poutre. Des armatures de confinement du béton, disposées horizontalement et formant cadre, sont disposées sur toute la longueur d'encastrement.

Il faut aussi assurer la capacité du mur à résister localement à des sollicitations de traction engendrées par ces forces verticales de compression. En effet, à cause du renversement du signe des moments (plastiques) en bout de poutre, la réaction d'appui de la poutre est, suivant le mouvement de l'ossature, dirigée alternativement vers le haut et vers le bas, ce qui peut placer le mur en traction. Pour cette raison, on prescrit de placer, dans le mur, à proximité du raidisseur de poutre ou « plaque de confinement » adjacent à la zone dissipative, des armatures verticales dont la résistance axiale de calcul est, au moins, égale à la résistance à l'effort tranchant de la poutre.

Ici encore (cf. § 2.2), il est permis de comptabiliser les armatures verticales présentes dans cette zone du mur pour d'autres raisons, à titre de partie ou totalité des armatures verticales requises par le transfert d'effort de la poutre vers le mur. Ces armatures verticales doivent être maintenues par les armatures transversales mentionnées plus haut.

Améliorer encore la ductilité est possible en mettant en place des armatures transversales sur une distance $2h$ dans les murs en béton, h désignant la largeur de l'élément de rive dans le plan du mur.

Les exigences relatives aux tronçons d'excentrement, dans les ossatures avec triangulations à barres excentrées, s'appliquent aussi aux poutres de couplage.

4.3 Murs mixtes de contreventement avec âme en acier

Les murs mixtes de cisaillement avec âme en acier sont conçus pour que l'âme plastifie en cisaillement. Il convient de raidir le plat d'acier par un enrobage en béton sur une ou deux faces et de lier l'enrobage à l'âme en acier de manière à empêcher le voilement de celle-ci. L'épaisseur minimale du béton d'enrobage est de 200 mm, lorsqu'il n'est présent que sur une face de l'âme, et de 100 mm de part et d'autre, s'il est présent sur les deux faces. Le pourcentage minimal d'armatures dans les deux directions est de 0,25 %.

On vérifiera que :

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

La résistance V_{Rd} à l'effort tranchant est donnée par :

$$V_{Rd} = A_{pl} f_{yd} / \sqrt{3}$$

avec f_{yd} limite d'élasticité de calcul,
 A_{pl} aire de la section horizontale de la plaque.

Les connexions de l'âme en acier aux éléments de rive (poteaux et poutres) et au béton d'enrobage sont dimensionnées de telle sorte que la pleine résistance plastique de l'âme en cisaillement puisse être développée, c'est-à-dire telle que le voilement de l'âme en acier soit empêché. À cette fin, l'âme en acier doit être connectée en continu par soudure et/ou boulons sur tous les bords de l'ossature en acier et des éléments de rive, et les ouvertures, qu'elle comporte éventuellement, doivent être raidies.

Les éléments de rive sont dimensionnés de manière à satisfaire aux exigences de stabilité : la classe de section des éléments de rive est choisie pour correspondre au coefficient de comportement de la structure q selon le tableau 5.