

Chapitre 01 Généralités sur l'EC03

1.1 Règles de calcul en construction métallique (L'Eurocode 3)

L'Eurocode 3 (EC3) « Calcul des structures en acier » est l'un des neuf eurocodes de projet traitant de la conception et du calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil [1].

1.2 Historique du développement des règles EC 03

1.2.1 Contexte général sur l'origine des eurocodes

Dès 1980, la Commission des communautés européennes confiait à des groupes d'experts le soin de rédiger un ensemble de projets d'eurocodes. En 1990, la Commission décidait de transférer au Comité européen de normalisation (CEN) la responsabilité de conduire jusqu'à son terme l'élaboration des eurocodes sous la forme de normes. Un comité ad hoc, le CEN/TC 250 était créé pour suivre et piloter ces travaux.

Il était convenu d'éditer, dans un premier temps, les eurocodes avec un statut de prénorme ou de norme expérimentale (ENV) afin que l'application expérimentale volontaire de ceux-ci, pendant une période donnée de trois ans, (l'application étant non obligatoire du fait du statut d'ENV) puisse permettre aux professions et aux parties intéressées de les tester et de faire des remarques si nécessaires.

Cette période transitoire s'est achevée en avril 1995. Le CEN lança alors une procédure d'enquête auprès de l'ensemble des pays membres de l'Union européenne et de l'Association européenne de libre échange (AELE) à l'issue de laquelle la majorité

Des pays (excepté l'Italie et l'Espagne) se prononçaient en faveur d'une conversion du statut des eurocodes de prénorme (ENV) en norme (EN) après révision par les sous-comités techniques pour rectifier certaines imperfections des ENV actuelles.

L'expression de cette consultation se trouvait confirmée en novembre 1995 par le fait que l'ensemble des délégations au Comité permanent de la construction était favorable à une conversion rapide des ENV en EN. La programmation relative à cette conversion est actuellement finalisée et les travaux de conversion, confiés à des équipes de projet, sont en cours et devraient se terminer en 2004[1].

1.2.2 Contexte particulier à l'Eurocode 3

L'Eurocode 3 au stade ENV 1993, c'est-à-dire au stade de la norme expérimentale, est composé d'un ensemble de parties rappelées dans le tableau (1.1) [1].

Partie	Intitulé (1)
Partie 1.1	Règles générales et règles pour les bâtiments
Partie 1.1(Annexes)	Annexes additionnelles
	— D : acier S420 et S460
	— G : torsion
	— H : modélisation
	— Jrev : calcul des assemblages
	— Krev : calcul des assemblages de profils creux
	— N : calcul des âmes ajourées
— Z : détermination de la résistance à partir d'essais	
Partie 1.2	Résistance au feu
Partie 1.3	Calcul des éléments minces profilés à froid
Partie 1.4	Calcul des structures en acier inoxydable
Partie 1.5	Résistance des plaques raidies chargées dans le plan
Partie 1.6	Résistance des coques cylindriques
Partie 1.7	Résistance des plaques raidies chargées hors du plan
Partie 2	Calcul des ponts métalliques
Partie 3.1	Tours et mâts
Partie 3.2	Cheminées
Partie 4.2	Réservoirs
Partie 4.3	Pipelines
Partie 5	Pieux et palplanches
Partie 6	Chemins de roulement

Tableau 1.1 – Normes ENV de calcul et de conception de la construction en acier
 Au stade EN (norme européenne), l'Eurocode 3 a été restructuré comme indiqué dans le tableau (1.2) pour répondre à trois préoccupations :

- premièrement, bien dissocier les documents génériques des documents relatifs à un domaine d'application particulier ;
- deuxièmement, introduire une hiérarchie claire entre documents permettant à l'utilisateur de s'y retrouver facilement ;
- troisièmement, éviter la duplication de règles particulières en se référant à des règles « génériques » (par exemple : fatigue, voilement) quel que soit le domaine d'application (bâtiment, ouvrage d'art).

Le texte ENV de l'Eurocode 03 a été examiné par la Commission de normalisation de la construction métallique (CNCMet) en vue de constituer la base des nouvelles règles de construction métallique française « Conception et calcul des constructions en acier ».

Cet examen, donnant lieu à la rédaction du document d'application nationale (DAN), a porté sur:

- la définition des documents d'accompagnement (référence au corpus des normes et autres documents français) ;
- le choix des coefficients partiels de sécurité ;
- les modifications apportées aux textes de l'ENV (invalidation, amendements et commentaires sur les clauses de l'Eurocode 3 jugées insatisfaisantes).

L'Eurocode 3 ainsi que son document d'application nationale (DAN), qui constituent la norme expérimentale française de construction métallique XP P 22-311-1/A1 (Construction métallique - Eurocode 3 - « Calcul des structures en acier et document d'application nationale ». Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments), étaient publiés en novembre 1999[1].

Partie	Intitulé
a) Parties « génériques »	
EN 1993-1-1	Règles générales pour le calcul des structures métalliques
EN 1993-1-2	Calcul du comportement au feu des structures en acier
EN 1993-1-3	Calcul des éléments minces formés à froid
EN 1993-1-4	Calcul des structures en acier inoxydable
EN 1993-1-5	Résistance au voilement des plaques raidies chargées dans le plan
EN 1993-1-6	Résistance des coques cylindriques
EN 1993-1-7	Résistance des plaques raidies chargées hors du plan
EN 1993-1-8	Calcul des assemblages
EN 1993-1-9	Résistance à la fatigue
EN 1993-1-10	Choix des aciers par la mécanique de la rupture
EN 1993-1-11	Résistance des câbles
b) Parties « applicatives »	
EN 1993-2	Ponts
EN 1993-3	Bâtiments
EN 1993-4-1	Silos
EN 1993-4-2	Réservoirs
EN 1993-4-3	Pipelines
EN 1993-5	Pieux
EN 1993-6	Chemins de roulement
EN 1993-7-1	Tours et mâts
EN 1993-7-2	Cheminées

Tableau1.2 – Normes EN de calcul et conception de la construction métallique

1.2.3 Corpus des règles de construction métallique actuelles en regard de ce qu'apporte l'Eurocode 3 et son DAN

Le corps principal des règles françaises applicables aux marchés privés de construction métallique en vigueur actuellement date de 1966 (règles DTU CM66), puis il a été complété par l'additif de 1980. Ce corps principal de règles s'appuie sur un ensemble de normes françaises (dites de la série de normes NF P 22) qui ont été rassemblées dans un recueil de l'Afnor (bâtiment et Génie Civil - Construction Métallique, Tome 1 : conception et calcul - 3e édition 1990).

On peut dire que, actuellement, les textes applicables aux travaux de bâtiment et de génie civil, relevant du domaine de la construction métallique, constituent un ensemble des plus hétérogènes, tant par leur origine (règles CM66 et son additif 80, titre V fascicule 64) que par leur nature (règles couvrant le domaine du bâtiment d'une manière générale et règles couvrant le domaine des ouvrages d'art), leur objet, leur domaine d'application et leur contenu.

Face à cette situation, ce que l'on peut attendre de l'Eurocode 3 se résume ainsi.

- Il contient une très grande densité de règles détaillées et complétées par les informations utiles à leur clarté et leur compréhension.

- L'EC3 est fondé sur le format semi-probabiliste de la sécurité.

En d'autres termes, l'aptitude à l'exploitation normale relève des états limites de service (ELS) tandis que la résistance et la stabilité de la construction, et donc la sécurité des biens et des personnes, relèvent des états limites ultimes (ELU).

- Dans le même esprit, l'EC3 permet un choix éclairé du matériau acier, propose des détails constructifs appropriés, par exemple vis-à-vis de la fatigue et de la corrosion, et impose dans la mesure du nécessaire des contrôles, au niveau de la fabrication, du montage, voire de l'exploitation pour s'assurer du respect des hypothèses adoptées dans les calculs (ces conditions sont maintenant précisées dans l'ENV 1090-1).

- Il traite de nombreux sujets totalement absents de nos règles actuelles (rupture brutale, fatigue).

- Il a, sur un grand nombre de points (voilement, calcul des assemblages) une approche plus précise, voire même parfois plus sécuritaire, que celle de nos règles présentes.

- Il propose souvent des alternatives qui laissent au concepteur le choix de sa stratégie de calcul, avec la possibilité de l'adapter aux moyens dont il dispose.

- C'est un règlement moderne dont chaque formule a été calibrée, par une méthode probabiliste, par rapport à des essais.

Ainsi la détermination des facteurs partiels de sécurité confère à l'ensemble de ces formules une sécurité plus homogène. Les valeurs de coefficients partiels de sécurité données dans l'EC3 sont des valeurs recommandées qui apparaissent encadrées dans le texte pour signifier qu'elles peuvent être adaptées par les autorités de chaque pays. C'est l'un des objets du document d'application nationale (DAN) qui accompagne l'EC3.

- Enfin, la norme ENV 1090 qui est la norme européenne sur l'« exécution des structures en acier » (dont il n'existe aucune équivalence en France) et qui a été élaborée conjointement avec l'EC3 comprend 6 parties et donne à l'ensemble des textes applicables aux constructions en acier un cadre cohérent, clair et complémentaire. En particulier, la norme ENV 1090-1, dont les recommandations d'application nationale sont en cours d'examen par la CNCM et constitue un référentiel sur la politique de qualité et de son contrôle des projets de construction en acier[1].

1.3 Bases de calculs de l'EC3

1.3.1 Principes de calcul

La vérification de la résistance des sections transversales et des barres doit être conforme aux principes du calcul aux états limites utilisé conjointement avec la méthode des coefficients partiels et les combinaisons de charges, tel que défini dans l'EN 1990 ou EC0. Les actions à prendre en compte sont données dans l'EN 1991 ou EC1.

Pour les bâtiments, le coefficient partiel de sécurité « global » γ_M à appliquer aux diverses valeurs caractéristiques des résistances est le suivant :

- pour le contrôle de la résistance des sections transversales (quelle que soit la classe de section): $\gamma_{M0} = 1,00$

- pour le contrôle de la résistance des barres aux instabilités : $\gamma_{M1} = 1,00$
- pour le contrôle de la résistance à la rupture des sections transversales en traction : $\gamma_{M2} = 1,25$
- pour le contrôle de la résistance des organes d'assemblages (boulons, soudures, ...) : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

(Voir les EN 1993 Parties 2 à 6 pour d'autres valeurs numériques recommandées).

Les matériaux utilisés doivent être conformes aux indications de la première partie de ces notes sur les « aciers de structure ». En ce qui concerne la durabilité des structures, il y a lieu de concevoir les parties susceptibles de subir la corrosion, l'usure mécanique ou la fatigue de telle sorte que l'inspection, la maintenance et la reconstruction puissent être effectuées de manière satisfaisante en considérant la durée de vie de calcul et l'accessibilité à l'inspection et à la maintenance en service.

Pour les structures de bâtiments, aucune vérification de la fatigue n'est normalement exigée, sauf pour les éléments suivants:

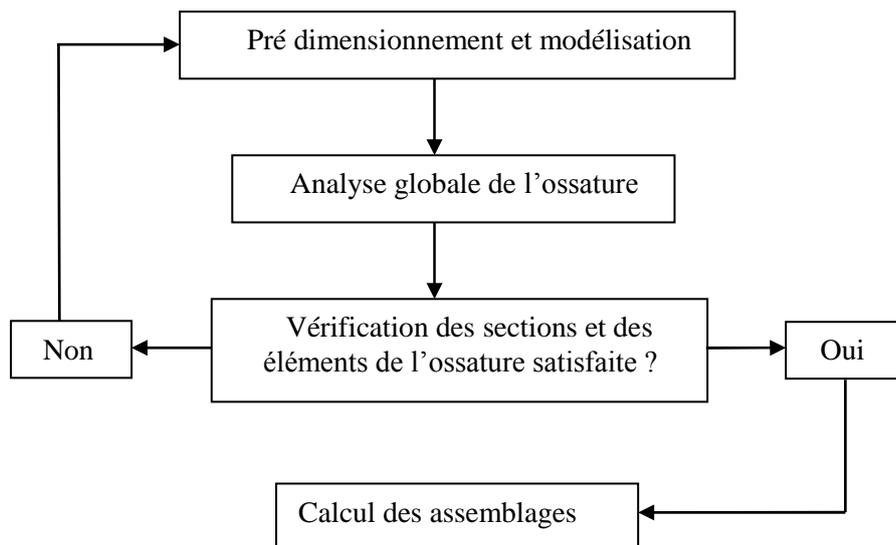
- a) Eléments supportant des dispositifs de levage ou des charges roulantes
- b) Eléments soumis à des cycles de contraintes répétés provoqués par des machines vibrantes
- c) Eléments soumis à des vibrations induites par le vent
- d) Eléments soumis à des oscillations induites par la foule

Pour les éléments ne pouvant être inspectés, il convient de prendre en compte les effets éventuels de la corrosion de manière appropriée.

L'application d'une protection anticorrosion n'est pas nécessaire pour les structures internes de bâtiments, si le taux d'humidité relative interne n'excède pas 80% [2].

1.3.2 Analyse des structures

Le dimensionnement d'une structure en acier comporte les étapes suivantes :



Organigramme 1.1 [2]

1.4. Assemblage

Les assemblages de structures en acier permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages, qui constituent des zones de discontinuité, ont une influence sur le comportement global de la structure. La caractérisation du comportement des assemblages n'est pas aisée à cause de leur complexité géométrique et mécanique. Cette complexité résulte du nombre d'éléments intermédiaires utilisés (boulons, platine, cornière...) ainsi que des formes géométriques variées et des propriétés matérielles différentes. Elle engendre de fortes discontinuités et conduit à un comportement global non linéaire de l'assemblage [3].

Habituellement, les assemblages sont considérés rigides ou articulés. En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées. La prise en compte de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures. Ce concept qui permet d'approcher le comportement réel des assemblages dans l'analyse des structures offre une très grande souplesse dans le choix des assemblages et du dimensionnement [3].

1.5. Types d'assemblage

Les assemblages boulonnés les plus couramment utilisés sont ceux utilisant des platines d'about, des cornières d'âme et/ou de semelles [3].

1.5.1. Assemblages poutre-poteau par platine d'about

Dans ce type d'assemblages, la transmission des moments fléchissant de la poutre au poteau se fait par l'intermédiaire d'une platine d'about soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons disposés en plusieurs rangées verticales. Cette platine peut être débordante ou non débordante (Figure I-4). Ils sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose de connaître la caractéristique moment-rotation de l'assemblage.

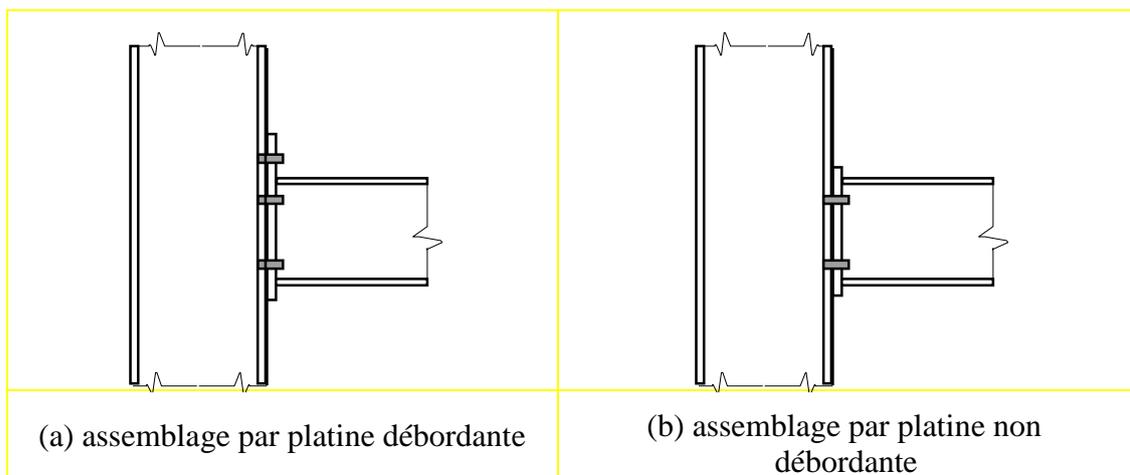


Figure 1-4 : Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée

1.5.2. Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle

Dans ce type d'assemblages (Figure I-6), les cornières sont boulonnées sur les semelles et les âmes du poteau et de la poutre. L'assemblage de type (a) avec une simple cornière sur l'âme de la poutre est considéré comme articulé. Ce type d'assemblage ne peut transmettre que des efforts tranchants et éventuellement un effort axial de la poutre. Il doit être capable de subir une rotation significative sans développer des valeurs élevées de moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans une ossature de poutres et poteaux lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple une palée de stabilité triangulée. Les assemblages de types (b) et (c) sont en général semi-rigides.

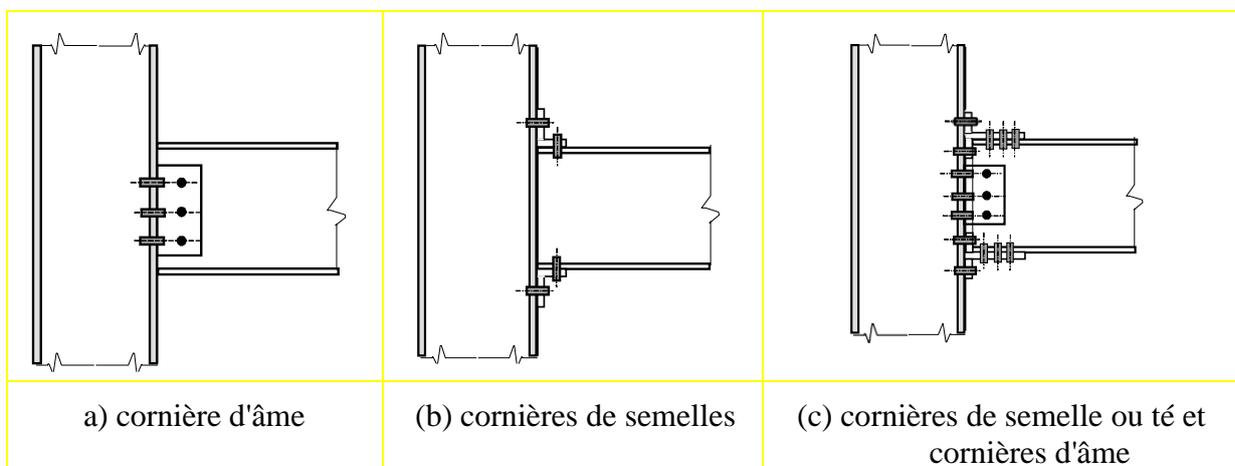


Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles

1.6. Classification des assemblages [4]

On peut classer les assemblages par :

- selon leurs rigidités
- selon leurs résistance
- selon leurs capacité en rotation

au titre d'exemple, il peuvent être classier selon leurs rigidités comme suit :

1.6.1. Assemblages rigides

Les assemblages rigides peuvent être considérés comme possédant une rigidité en rotation suffisante pour justifier une analyse basée sur une continuité totale. Figure 1.9(a).

1.6.2. Assemblages articulés

Il convient qu'un assemblage articulé soit capable de transmettre les efforts sans développer de moments significatifs susceptibles d'affecter défavorablement les barres ou la structure dans son ensemble.

Il convient qu'un assemblage articulé soit capable de supporter les rotations résultant de l'effet des charges de calcul. Figure 1.9 (b)

1.6.3. Assemblages semi-rigides

Un assemblage qui ne satisfait pas les critères donnés pour un assemblage rigide ou pour un assemblage nominalelement articulé doit être classé comme assemblage semi-rigide.

Les assemblages semi-rigides entraînent l'existence d'une interaction quantifiable entre les barres, selon les caractéristiques moment-rotation de calcul des assemblages.

Il convient que les assemblages semi-rigides soient capables de transmettre les sollicitations. Figure 1.9 (c)

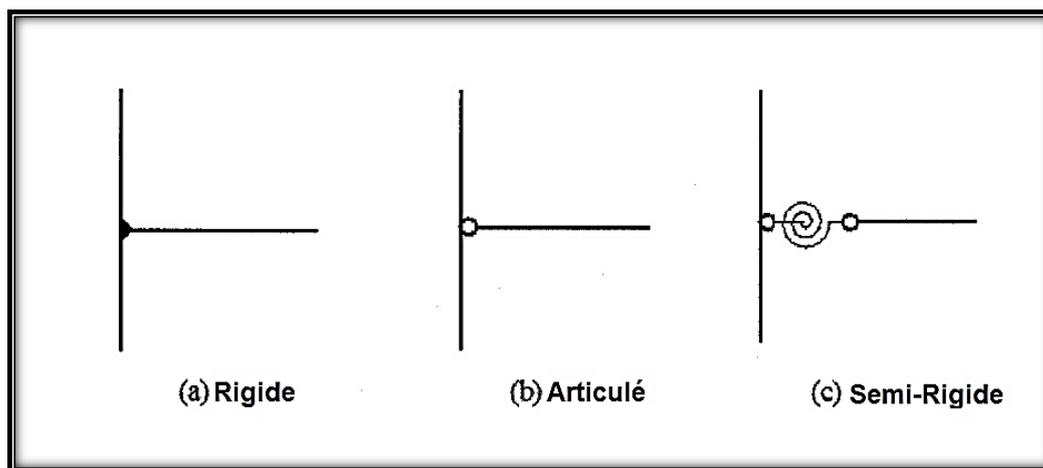


Figure 1.9 : modèles des assemblages [5]

1.7. Modélisation des assemblages semi-rigides

Pour modéliser correctement le comportement assemblage poutre-poteau, la courbe moment-rotation est nécessaire. Il existe de nombreux modèles qui peuvent être utilisés pour prédire. On peut regrouper ces modèles en : analytique, empirique, expérimentale, mécanique, numérique et modèles informationnelle.

1.7.1. Modèles Expérimentaux

La connaissance la plus précise du comportement des assemblages est obtenue grâce à des tests expérimentaux, mais cette technique est trop cher pour la pratique de la conception de tous les jours et est habituellement réservé pour seule la recherche [6].

En 1917, Wilson et Moore [7] réalisées la première expérience pour évaluer la rigidité des raccords de cadre en acier.

Avant 1950, la plupart des tests ont été axées sur l'assemblage riveté : Batho [8]; Batho et Rowan [9], Batho et Lash [10], jeune et Jackson [11], Rathbun [12]. Après 1950, boulons à haute résistance sont largement utilisé dans la construction en acier.

1.7.2. Modèles Empiriques

Les modèles empiriques sont basés sur des formulations empiriques qui relier les paramètres de la représentation mathématique de la courbe moment-rotation pour les géométriques et propriétés mécaniques des assemblages poutre-poteau.

Ces formulations peuvent être obtenus en utilisant des analyses de régression de données qui peut être dérivé en différents moyens tels que : des essais expérimentaux, analyses

paramétriques développée au moyen d'éléments finis (EF), modèles analytiques ou des modèles mécaniques.

Le principal inconvénient de ce type de modèle, c'est que ce n'est que applicable aux assemblages dont les caractéristiques correspondent à celles utilisées pour générer le modèle.

1.7.2.1. Modèle Frye et Morris

Le modèle Frye et Morris [13] est basée sur la représentation polynomiale de la courbe moment-rotation (Figure 1.10), montre dans l'équation.(1.1).

$$\varphi = C1(KM) + C2(KM)^3 + C3(KM)^5 \quad (1.1)$$

Où

K : est un paramètre dépendant de la géométrie et propriétés mécaniques du détail de structure
 C1, C2 et C3 : sont constantes ajustement de la courbe. (Tableau 1.1).

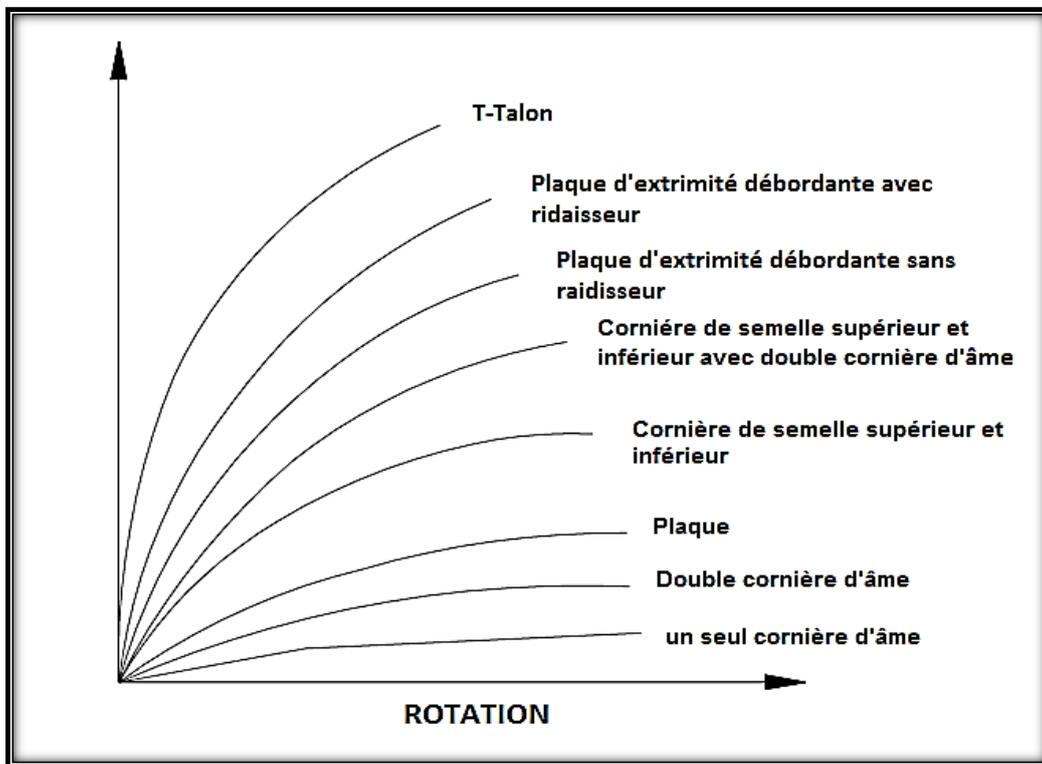


Figure 1.10 : courbe moment-rotation pour l'assemblage semi-rigide [14]

Type d'assemblage	Figure d'assemblage	Constante : C1, C2, C3 et paramètre K
Une seule cornière d'âme		$C1 = 1.67 \times 100$
		$C2 = 8.56 \times 10^{-2}$
		$C3 = 1.35 \times 10^{-3}$
		$K = da - 2.4tc - 1.81g^{0.15}$

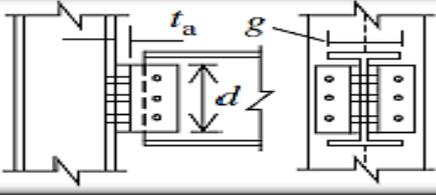
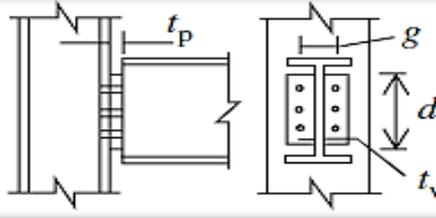
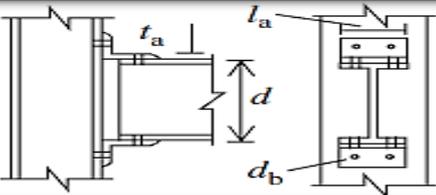
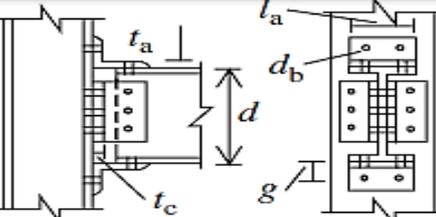
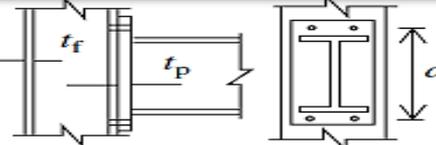
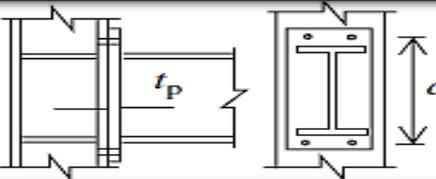
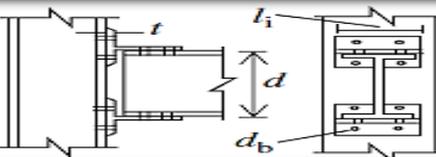
Double cornière d'âme		$C1 = 1.43 \times 10^{-1}$ $C2 = 6.79 \times 10^1$ $C3 = 4.09 \times 10^5$ $K = da^{-2.4}tc^{-1.81}g^{0.15}$
Plaque d'extrémité		$C1 = 6.14 \times 10^{-3}$ $C2 = 1.08 \times 10^{-3}$ $C3 = 6.05 \times 10^{-3}$ $K = tp^{-1.6}g^{1.6}dp^{-2.3}tw^{-0.5}$
Cornière de semelle supérieure et inférieure		$C1 = 2.59 \times 10^{-1}$ $C2 = 2.88 \times 10^3$ $C3 = 3.31 \times 10^4$ $K = d^{-1.5}ta^{-0.5}la^{-0.7}db^{-1.1}$
Cornière de semelle supérieure et inférieure avec double cornière d'âme		$C1 = 1.5 \times 10^{-3}$ $C2 = 5.60 \times 10^{-3}$ $C3 = 4.35 \times 10^{-3}$ $K = d^{-1.287}ta^{-1.128}tc^{-0.415}la^{-0.694}$ (db) 1.350.5-(g×
Plaque d'extrémité débordante sans raidisseur		$C1 = 8.91 \times 10^{-1}$ $C2 = 1.20 \times 10^4$ $C3 = 1.75 \times 10^8$ $K = dg^{-2.4}tp^{-0.4}tf^{-1.5}$
Plaque d'extrémité débordante avec raidisseur		$C1 = 2.6 \times 10^{-1}$ $C2 = 5.36 \times 10^2$ $C3 = 1.31 \times 10^7$ $K = dg^{-2.4}tp^{-0.6}$
T-Talon		$C1 = 6.42 \times 10^{-2}$ $C2 = 1.77 \times 10^2$ $C3 = -2.03 \times 10^4$ $K = d^{-1.5}t^{-0.5}li^{-0.7}db^{-1.1}$

Tableau 1.1 : Valeur de C_1 , C_2 et C_3 et le formule du paramètre K [15]

1.7.3. Modèles Analytiques

Les modèles analytiques utilisent les concepts de base de l'analyse structurale: l'équilibre, la compatibilité et les relations du comportement de matériaux, à obtenir la rigidité en rotation (K_j) et le moment de résistance (M_j , R_d) d'un assemblage grâce à ses propriétés géométriques et mécaniques, par exemple le modèle Chen et Al.

1.7.3.1. Modèle Chen et Al

Chen et al ont travaillé intensivement à la prédiction de la réponse d'un assemblage à partir des es propriétés géométriques et mécaniques. Les travaux sur des nœuds avec les assemblages semi-rigides avec des cornières sont présentés dans [16-17]. L'assemblage par cornière de semelle supérieur et inférieur avec double cornière d'âme (Figure1.12) la rigidité initiale est donnée par l'équation. (1.4).

$$K_{\phi} = \frac{3 EI_{ta} d_1^2}{g_1 (g_1^2 + 0.78 t_{ta}^2)} + \frac{3 EI_{wa} d_3^2}{g_3 (g_3^2 + 0.78 t_{wa}^2)} \quad (1.4)$$

$$I_i = \frac{L_i t_i^3}{12} \quad (1.5)$$

où

I_{ta} et I_{wa} : sont les moments d'inertie, Equation (1.5).

t_i : est l'épaisseur de cornière.

g_1 et g_3 : sont les distances entre l'arête de l'écrou et la ligne médiane de la cornière à côté de la poutre.

d_1 : est la distance entre les lignes moyennes de cornière aux semelle de la poutre.

d_3 : est la distance entre le centre de cornière d'âme et la ligne médiane de sous la cornière à côté de la semelle de la poutre.

Le moment de flexion ultime est donné par l'équation. (1.6).

$$M_{j,u} = f_y \frac{L_{sa} t_{sa}^2}{4} + \frac{V_{pt} (g_1 - k_t)}{2} + V_{pt} d_2 + 2V_{pa} d_4 \quad (1.6)$$

où

L_{sa} et t_{sa} : sont la longueur et l'épaisseur de cornière inférieur

k_t est la : distance entre le talon de la cornière supérieur et le pied de boulons.

d_2 et d_4 : sont donnés par les équations (1.7) et (1.8).

$$d_2 = d + \frac{t_{sa}}{2} + K_t \quad (1.7)$$

$$d_4 = \frac{2V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2}}{3 (V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2})} L_{wa} + \frac{t_{sa}}{2} + L_I \quad (1.8)$$

Les paramètres V_{pu} , V_{pt} et V_{pa} sont obtenus en utilisant les équations. (1.9), (1.10), (1.11)

$$\left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}}\right)^4 + \frac{g_c - K_a}{t_{wa}} \left(\frac{2V_{pu}}{f_y t_{wa}}\right) = 1 \quad (1.9)$$

$$\left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}}\right)^4 + \frac{g_1 - K_t}{t_{ta}} \left(\frac{2V_{pt}}{f_y L_{ta} t_{ta}}\right) = 1 \quad (1.10)$$

$$V_{pa} = \frac{V_{pu} + \frac{f_y t_{wa}}{2} L_{wa}}{2} \quad (1.11)$$

Où

L_{ta} et L_{wa} : sont les longueurs de la cornière supérieure et de la cornière d'âme, respectivement.

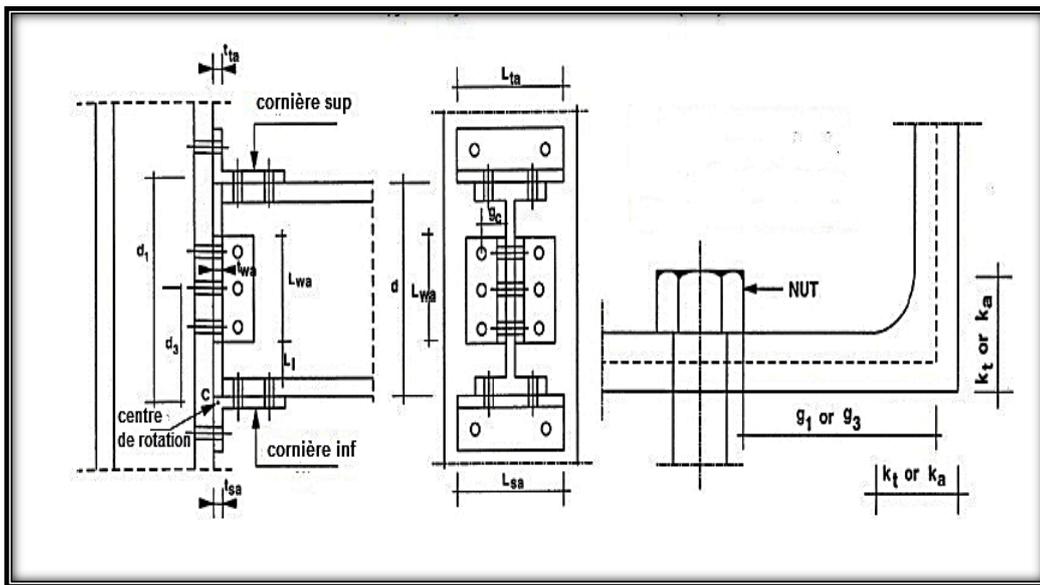


Figure 1.12 : Paramètres géométriques pour modèles Chen et Al [18]

1.7.4. Modèles Mécaniques

Les Modèles mécaniques ou à ressorts [19-20-21-22-23] représentent le nœud à l'aide d'une combinaison de composants rigides et flexibles, qui sont modélisés au moyen de valeurs de rigidité et de résistance obtenue à partir des relations empiriques. La non-linéarité de la réponse est obtenue au moyen de lois de comportement élastique utilisé pour les éléments de ressort. La figure (1.13).représente le modèle mécanique utilisé par Faella [19].

Pour développer un modèle mécanique trois étapes sont nécessaires :

- 1- identifier les composants de l'assemblage qui fournira significative déformation et de rupture de l'assemblage.
- 2- déterminer les lois de comportement pour chaque composante de l'assemblage à l'aide d'analyse, expérimentale ou numérique.
- 3- D'assembler tous les composantes pour produire la courbe moment-rotation de l'assemblage.

Les premiers à introduire ce type de modèle étaient Pays de Galles et Rossow [24] en 1983 pour simuler le comportement d'un assemblage par double cornière d'âme avec un moment de flexion appliqué et charge axiale (Figure 1.13). L'assemblage a été modélisé à l'aide de deux barres rigides reliées par des ressorts non linéaires indépendantes.

Une caractéristique importante de ce modèle est qu'il comprend une charge axiale. Kennedy et Hafez [25] ont utilisé ce modèle pour représenter un assemblage par plaque.

Chmielowiec et Richard [26] étendu ce modèle pour prédire le comportement de tous les types des assemblages soumis à la flexion et au cisaillement.

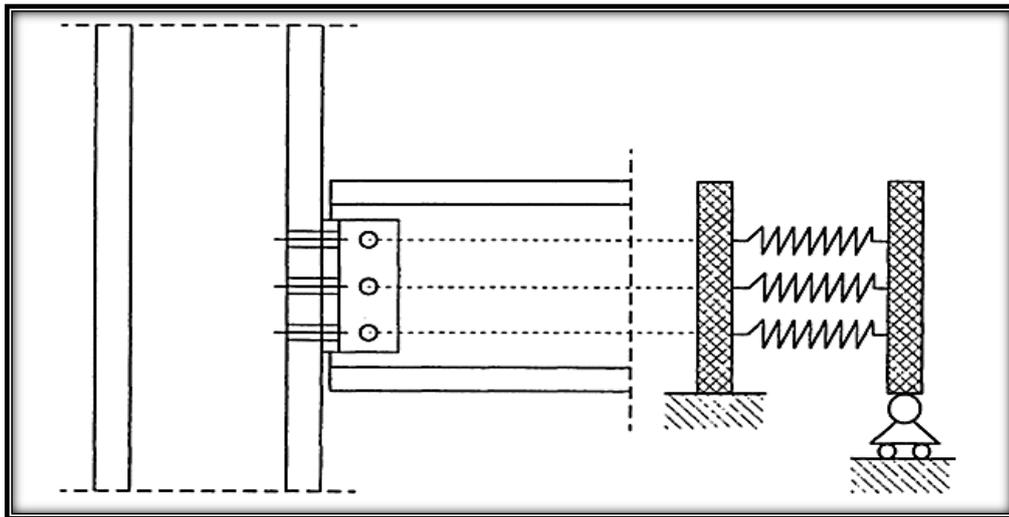


Figure (1.10) : modèle mécanique pour l'assemblage par cornière d'âme [18]

1.7.4.1 Modèle d'adopté par le Eurocode 3

Le modèle mécanique simplifié présenté par l' Eurocode3 est basé sur le modèle présenté par TSCHERMERNEGG [27]. (Figure 1.14)

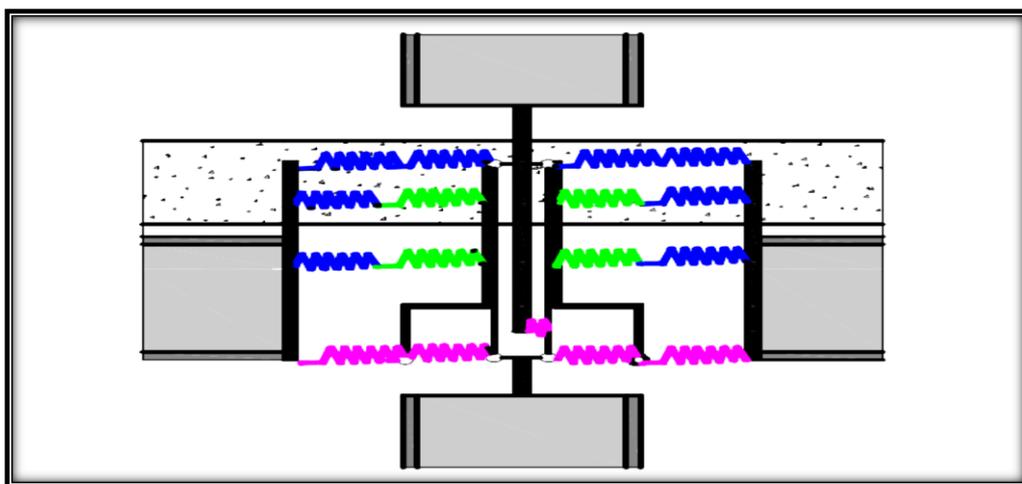


Figure 1.11 : présenté le modèle de TSCHERMERNEGG [27]

Dans ce modèle de calcul présenté par l'Eurocode3, le comportement des assemblages est considéré à travers trois caractéristiques clés suivantes :

- Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$
- La rigidité initial en rotation $S_{j,ini}$
- La capacité de rotation de calcul ϕ_{cd}

1.7.5. Modèles Numériques

La simulation numérique a commencé à être utilisée pour plusieurs raisons :

- 1- comme un moyen de surmonter le manque de résultats expérimentaux.
- 2- de comprendre les effets locaux importants qui sont difficilement mesuré avec une précision suffisante, par exemple forces discrètes et de contact entre le boulon et les éléments d'assemblage

Actuellement, le MEF permet d'introduire dans le modèle de : grandes déformations, plasticité, écrouissage, les effets de l'instabilité, la représentation des grandes déformations et /ou des déplacements, des contacts entre les plaques et la précontrainte des boulons [28.29].

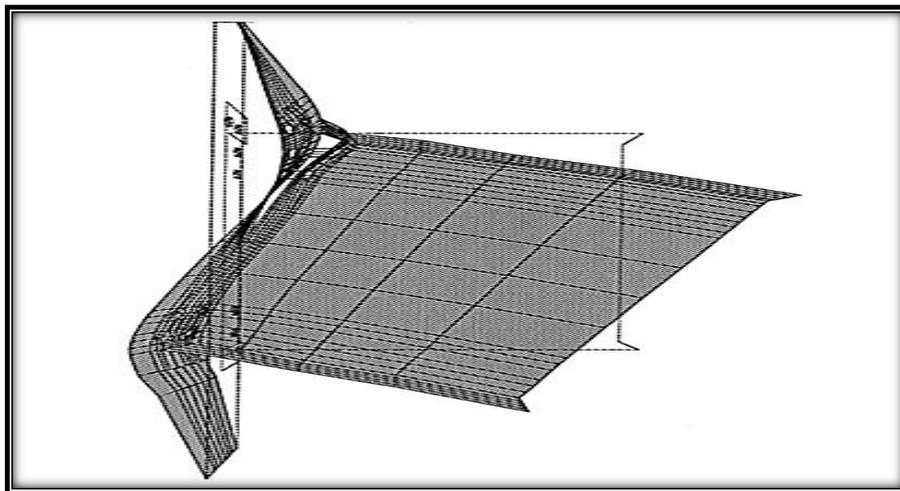


Figure 1.12 : modèle 3D pour assemblage par plaque d'extrémité [18]

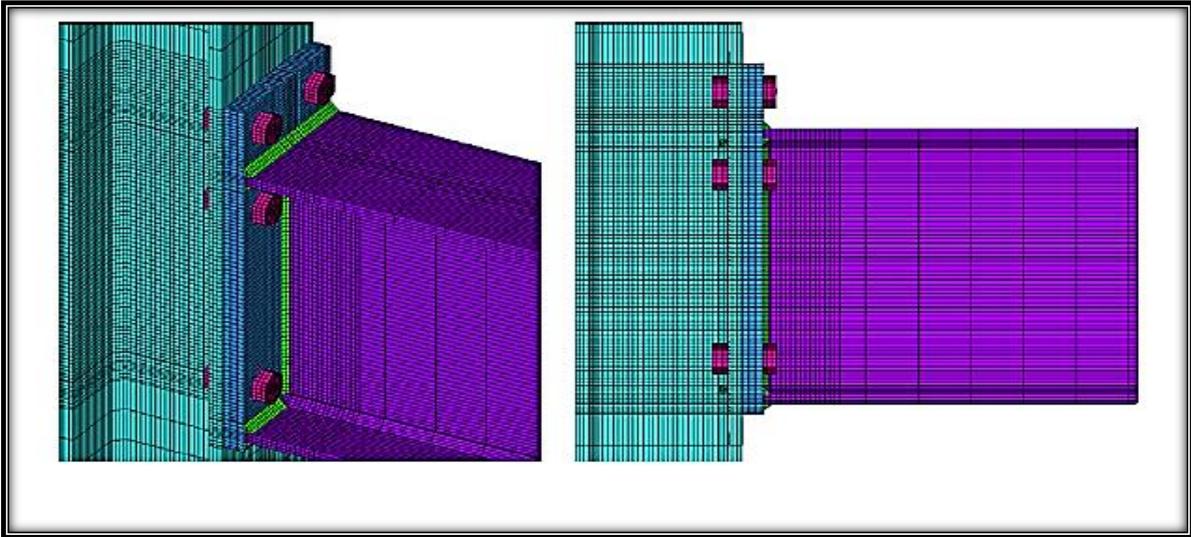


Figure 1.13: modèle 3D MEF assemblage poutre-colonne [18]