

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI  
Publicat de  
Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași  
Tomul LVI (LX), Fasc. 1, 2010  
Secția  
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

## QUELQUES CONSIDÉRATIONS SUR L'ÉVOLUTION DES NORMES DE CALCUL DES POTEAUX AVEC LA SECTION MIXTE ACIER-BÉTON

PAR

**N. CHIRA, CRISTINA CÂMPIAN et TRAIAN ONET**

**Resumé.** Depuis près d'un siècle, le système de construction basé sur des portiques en acier ou mixtes acier-béton est devenu l'un des types les plus utilisés dans le domaine du génie civil. Plusieurs générations d'ingénieurs se sont préoccupées du développement des méthodes de calcul et des technologies de fabrication relatives à ces structures. En vue d'un dimensionnement optimal des structures, les ingénieurs sont tenus de trouver un compromis entre les exigences structurales de résistance, rigidité et ductilité d'une part, et les objectifs d'utilisation et de fonction relevant d'exigences architecturales d'autre part. Cette article réalise une comparaison entre différents méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, en tenant compte des plusieurs paramètres.

**Mots clef:** poteaux; section mixte acier-béton; codes.

### 1. Introduction

Dans le domaine des constructions de Génie Civil, les avantages d'un matériau relèvent de divers facteurs comme sa disponibilité, sa résistance structurale et sa mise en œuvre. Le choix du matériau dépend des critères esthétiques, ainsi que des coûts liés au type de construction. Il est très surprenant de constater qu'aucun matériau connu à l'état naturel ne possède pas toutes ces propriétés au niveau souhaitable. Le problème de l'ingénieur consiste donc à trouver une solution optimale dans l'utilisation de différents matériaux et méthodes de construction, avec l'objectif de réaliser une structure de coût

minimal tout en satisfaisant aux exigences structurales de celle-ci. De nos jours, la majorité des constructions est réalisée en utilisant un des matériaux: béton ou acier.

La définition d'un poteau mixte est basée sur la contribution plus ou moins importante de l'acier à la résistance de l'élément, mais le mode de fonctionnement d'un poteau mixte ne peut se définir uniquement considérant le principe du béton armé qui impose qu'aucun glissement apparaisse à l'interface acier- béton ; en raison de l'élancement souvent plus important et la flexibilité plus grande d'un poteau mixte, son mode de fonctionnement s'apparente également à celui des poteaux métalliques, affecté par des imperfections géométriques et structurelles.

## **2. Paramètres qui caractérisent le comportement des poteaux**

Il y a trois paramètres importants qui caractérisent le comportement d'un poteau, tant celui réalisé d'un seul matériau que celui mixte

- a) sa rigidité initiale;
- b) sa capacité de résistance ultime;
- c) sa ductilité.

Dans ce qui suit on va s'efforcer de situer les approches des normalisations modernes vis-à-vis de ces paramètres.

### **2.1. La norme japonaise AIJ<sub>LSD</sub>-90 [1]**

Au Japon, les constructions utilisant des éléments à section mixte acier-béton sont fréquentes pour des bâtiments avec une grande ou une moyenne hauteurs. Pour les projets on utilise une méthode qui est basée sur la résistance du poteau à la charge sismique approprié, résistance obtenue en additionnant les capacités portantes des composants de la section transversale, soit acier et béton.

On considère une distribution de type plastique-parfait des contraintes, avec un facteur de réduction de la résistance du béton. Ce facteur a des valeurs différentes pour les sections remplies de béton et pour celles enrobées de béton.

La méthode est utilisable pour la situation où on a compression avec moment fléchissant simple ou bi-axial. D'habitude, les poteaux des portiques sont souvent massifs, vu que le projet considère des valeurs importantes des forces latérales. On utilise des coefficients d'amplification des moments pour prendre en compte la déformation des poteaux lorsque ceux-ci sont souples. De plus, la norme impose des valeurs maximales des excentricités de la charge axiale.

### **2.2. La norme britannique BS 5400 Part. 5:1989 [2]**

La méthode de calcul développée dans cette norme est plutôt empirique, déduite d'une méthode déjà appliquée aux poteaux en acier. On utilise des

coefficients partiels de calcul pour les sollicitations ainsi que pour les matériaux.

On considère également une distribution plastique des contraintes dans la section mixte, conduisant à une courbe d'interaction  $M-N$ . Pour prendre en compte dans les calculs les effets de longue durée dans le béton, des caractéristiques géométriques réduites sont proposées pour la partie en béton de la section, considérée non-fissurée. Comme dans la norme européenne Eurocode 4 [6], on tient compte, dans les poteaux remplis de béton, de l'augmentation de la résistance du béton en raison de son confinement.

La méthode est applicable seulement aux sections bi-symétriques dans un domaine limité, couvert par les courbes européennes de flambement. Les poteaux sont calculés en utilisant une formule de type parabolique pour la courbe  $M(N)$ , utilisable pour différents rapports des moments aux extrémités des poteaux et des valeurs de la charge axiale, pour une souplesse et un facteur de contribution du béton à la capacité totale de la section, donnés.

### 2.3. La norme américaine de American Concrete Institute ACI 318 [3]

Dans ce code on utilise la méthode des états limites ultimes et des facteurs de réduction des charges et des résistances. La capacité portante d'un élément mixte est calculée comme pour un élément en béton armé, en considérant que la ruine est atteinte pour une déformation limite de 0,3‰ dans les fibres du béton. Les effets de la souplesse sont analysés par l'augmentation de la valeur du moment en utilisant la charge critique d'Euler réduite (ramenée à l'effort normal plastique). Une rigidité réduite équivalente est considérée pour la partie en béton. En outre, on fixe des valeurs minimales des excentricités pour satisfaire les tolérances constructives.

### 2.4. La norme américaine AISC – LRFD de l' American Institute of Steel Construction [4]

La méthode utilisée dans ce code est celle du facteur de charge (LFRD), qui implique que les charges soient multipliées par un facteur de charge, L.F. (plus grand que 1,0) et les résistances nominales des éléments par un facteur de réduction,  $\Phi$  (moindres que 1,0).

La méthode s'apparente à celle proposée par l'ACI, avec en fait peu de différences. La ruine est supposée atteinte dans le béton pour une déformation maximale de 0,03‰. On utilise une courbe  $M(N)$  de la forme montrée dans la Fig. 1, où  $M_n$  est la valeur de la capacité portante en flexion de l'élément (en absence de la force axiale),  $N_n$  – la valeur de la capacité portante en compression.

Une relation pour le facteur de réduction,  $\Phi$ , est appliquée, afin d'obtenir la courbe de dimensionnement  $M_d(N_d)$ , avec des valeurs plus réduites de  $\Phi$  pour les sections dans lesquelles un confinement du béton apparaît.

On peut observer que cette méthode est assez conservative, car le

facteur de réduction utilisé est le même que dans le cas des poteaux en béton armé; également, la même excentricité minimale est fixée pour les poteaux mixtes et pour les poteaux en béton armé.

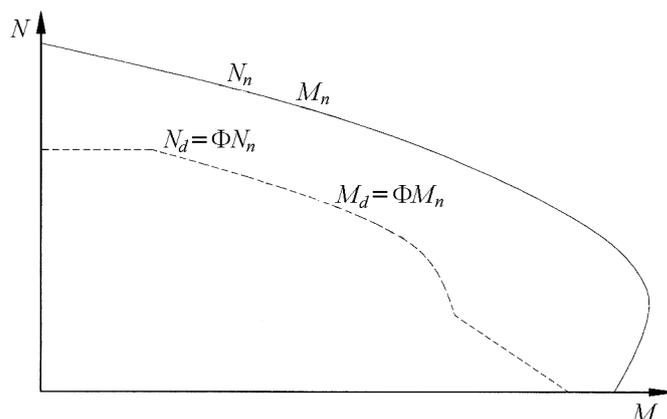


Fig. 1 – Forme de la courbe d'interaction,  $M-N$ , pour un poteau complètement enrobé en béton.

### 2.5. Le code Canadien CSA S161 [5]

Dans le code Canadien CSA S161 la capacité portante du poteau mixte est obtenue en additionnant la capacité portante pour la partie en béton et la capacité portante de la partie en acier, l'ensemble étant multiplié par un facteur de réduction,  $\Phi$ .

On considère que pour une sollicitation au moment fléchissant et à la compression, le moment est repris intégralement par le composant en acier, qui est dimensionné en conséquence et avec l'effort axial dont on déduit la partie prise par le béton.

Un commentaire s'impose; on néglige la contribution du béton à la rigidité en flexion,  $EI$ , de l'élément, en se privant ainsi des possibilités offertes par le béton.

### 2.6. L'Eurocode 4 [7]

En Europe plusieurs méthodes ont été développées pour le calcul des poteaux mixtes. L'Université de Liège (CRIF) a effectué des recherches et a publié une méthode de calcul des poteaux mixtes enrobés en béton.

L'Université de Bochum a également participé à de nombreuses recherches et le Comité international pour le développement et l'étude de la construction tubulaire (CIDECT) a proposé un document spécifique traitant des poteaux remplis de béton. Tous ces développements sont en fait assez proches de ceux proposés par l'Eurocode 4.

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes.

La première est une *Méthode Générale* qui impose de prendre explicitement en compte les effets de second ordre et les imperfections. Cette méthode peut être appliquée en principe à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi des procédés de calcul numériques et ne peut être envisagée que si l'on dispose de logiciels appropriés.

La seconde est une *Méthode Simplifiée* utilisant les imperfections géométriques appropriées et calibrées pour un calcul élastique équivalent au 2<sup>ème</sup> ordre géométrique local (ou éventuellement global pour le cas des structures souples). Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur la hauteur. Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes:

a) Il y a une interaction complète entre la section en acier et celle en béton, jusqu'à la ruine.

b) Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.

c) Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

L'application de la seconde méthode comporte les limitations suivantes :

a) La section du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau.

b) La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir  $\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl,Rd}$ , est compris entre 0,2 et 0,9, où:  $\delta$  est le rapport de la contribution du profilé en acier à la capacité portante de la section;  $A_a$  – l'aire de la section droite d'acier;  $f_y$  – la résistance élastique de l'acier du profile;  $\gamma_a$  – la résistance élastique de l'acier du profile;  $N_{pl,Rd}$  – la résistance plastique des sections transversales en compression.

c) L'élancement réduit,  $\bar{\lambda}$ , du poteau mixte ne dépasse pas la valeur 2.

Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit être égale au moins à 0,3% de l'aire en béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage satisfaisant des limites données.

La Fig. 2 présente, en bref, la comparaison des courbes d'interaction  $M(N)$ , suivant les normes précisées ci-dessous, pour une section mixte donnée.

Dans l'Eurocode 8 [8], une part importante des notions utiles au dimensionnement parasismique des structures en acier s'applique également aux structures mixtes acier-béton (les chapitres 6 et 7 sont d'ailleurs rédigés de manière relativement homologue).

Il convient aussi de préciser que dans l'EN 1998-1 des règles et

dispositions constructives bien claires sont données. Par exemple, l'article 7.6.4. donne pour les poteaux mixtes en I ou H, partiellement ou entièrement enrobés en béton, une région critique de longueur  $L_{cr}$  spécifiée, pour répondre à la demande éventuelle de rotation plastique et compenser la perte de résistance due à l'éclatement du béton d'enrobage. Ces longueurs critiques sont définies tout comme pour les poteaux en béton armé (cf. 5.4.3.2.2). Aussi des valeurs de l'espacement minimal,  $s$ , des armatures et leur diamètre minimal,  $d_{bw}$ , sont précisés dans le paragraphe 7.6.4. pour les armatures de confinement qui doivent être placées sur la longueur des zones critiques.

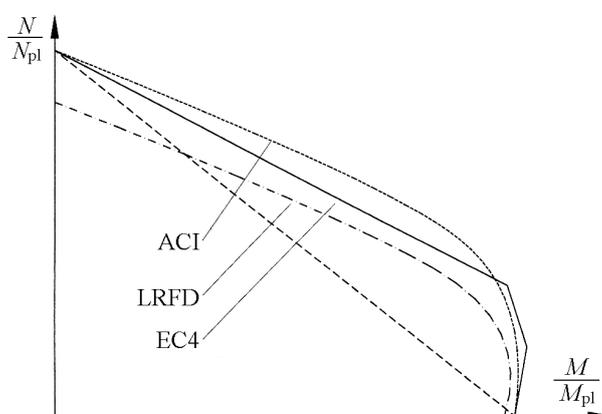


Fig. 2 – Comparaison entre les courbes d'interaction  $M-N$ .

Dans le cas des structures mixtes en portique, soumises à des actions sismiques répétées et alternées, il est difficile de proposer une localisation des zones fissurées. L'EC8 a considéré préférable de procéder avec des valeurs homogénéisées pour la rigidité flexionnelle (sur la longueur des éléments) (cf. 7.7.2(4))

$$(1) \quad (EI)_{eq} = 0,9(E_a I_a + E_s I_s + r E_{cm} I_c).$$

Sur la base de travaux normatifs récents lors de la rédaction de l'EN 1994-1-1,  $E_a I_a$  est la rigidité en flexion du profilé en acier,  $E_{cm} I_c$  – la rigidité en flexion de la partie en béton en considérant que celui-ci n'est pas fissuré et  $E_s I_s$  – la rigidité en flexion de l'armature;  $r$  est un facteur de réduction qui dépend du type de poteau. On propose  $r = 0,5$  pour les poteaux mixtes à profil creux remplis de béton armé,  $r = 0,4$  pour les poteaux mixtes en profils I ou H partiellement enrobés de béton, et  $r = 0,3$  pour les poteaux mixtes en profils I ou H totalement enrobés (conformément à la clause 6.7.3.1 (2) de l'EN 1994-1-1).

Enfin, dans certains cas (ossatures en acier relativement souples, voire ossatures mixtes), l'analyse élastique globale pour le calcul des effets doit être effectuée au 2<sup>ème</sup> ordre géométrique. Dans le cas où cette analyse au 2<sup>ème</sup> ordre

est obligatoire au niveau global, voire au niveau local des poteaux en introduisant une imperfection géométrique adéquate (c'est le cas des poteaux mixtes, l'EN 1994-1-1 ne fournissant pas de formule de résistance élasto-plastique au flambement comme l'EN 1993-1-1), la vérification se ramène à une vérification de la résistance dans la section la plus critique (où l'amplification maximale des efforts due aux effets du 2<sup>ème</sup> ordre géométrique est maximale).

Pour la vérification de la stabilité au flambement, basée sur la combinaison la plus défavorable ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ), les efforts sont majorés au sens du dimensionnement en capacité.

Par exemple, pour un poteau mixte en flexion uniaxiale on utilise la courbe d'interaction plastique (cf. 6.7.3.2 de l'EN 1994-1-1). Pour le niveau d'effort normal,  $N_{Ed}$ , le moment de calcul doit satisfaire la condition (Fig. 3)

$$(2) \quad M_{Ed} \leq 0.9 \mu M_{pl,Rd}$$

En flexion biaxiale on effectue des vérifications similaires dans chaque plan de flexion, plus une condition d'interaction entre les deux flexions (cf. 6.7.3.7 de l'EN 1994-1-1).

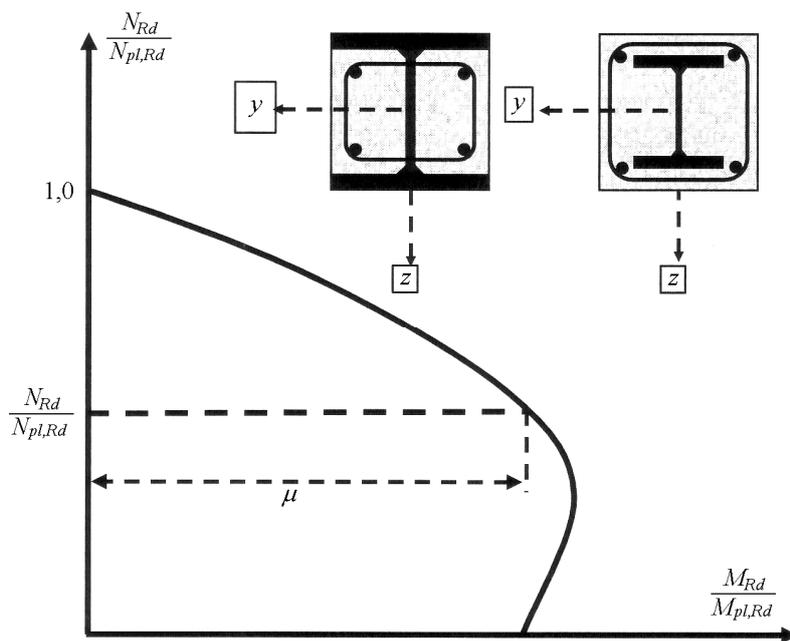


Fig. 3 – Courbe d'interaction plastique  $M(N)$ .

On impose des valeurs limite du rapport  $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$  et de  $\bar{\lambda}$  et en fonction des valeurs limite du facteur de comportement,  $q$ , qui caractérisent la

capacité dissipative de l'ensemble d'une structure.  $\bar{\lambda}$  désigne l'élanement réduit dans le plan de flambement le plus défavorable (calculé avec la longueur d'épure du poteau)

$$(3) \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}}$$

Aussi, pour les poteaux mixtes en I ou H, partiellement ou entièrement enrobés en béton, et pour les poteaux mixtes avec profil creux, des valeurs données sont utilisées pour les limites d'élanement des parois vis-à-vis du voilement local (cf. Tableau 7.3 de l'EC8), en fonction de la valeur de  $q$  et de la classe de section.

### 3. Quelques commentaires sur ces normes

#### 3.1. L'origine de la méthode de calcul

En général, soit les ingénieurs specialists en acier ont considéré pour les constructions mixtes un meilleur calcul des constructions en acier, soit les ingénieurs spécialistes en béton ont souhaité une résistance meilleure.

Dans le premier cas ils ont utilisé les courbes européennes de flambement pour l'acier. Dans le second cas, ils ont adopté les méthodes de calcul du béton.

Les méthodes ayant à la base l'acier ont été utilisées en AISC et BS. Le code ACI utilise une méthode de calcul en partant du béton armé. Le EC4 et le DIN (maintenant totalement remplacé par EC4) utilise une combinaison des deux méthodes. Distinctivement, le code japonais utilise la méthode de surposition des résistances individuelles des parties de la section des matériaux différents.

#### 3.2. Capacité portante et facteurs de charge

Les standards utilisent différents facteurs pour les charges ou pour les combinaisons des charges.

Les standards américains (ACI et AISC) utilisent des facteurs de réduction,  $\Phi$  (ayant des valeurs de 0,7 et 0,85), par rapport à l'Europe où on utilise des coefficients partiels pour les matériaux. On utilise différentes valeurs pour les matériaux utilisées, d'habitude de 1,5 à 1 ou 1,1.

Le code japonais utilise la méthode de résistance admissible, avec la recommandation de vérifier toujours la capacité portante ultime pour la situation d'un séisme sévère possible.

#### 3.3. Rigidité équivalente

Pour considérer la sveltesse il est nécessaire la calcul d'une rigidité

équivalente ( $EI$ ).

Différents codes utilisent différentes approximations pour aboutir à la valeur de la rigidité du béton.

Le Tableau 1 présente les valeurs recommandées par les codes ci-dessous pour le module d'élasticité du béton.

**Tableau 1**

Standard	$E_c$	Observations
BS 5400	$450F_{cu}$	Valeur petite, on peut l'utiliser pour des sections pas fissurées
EC4	$600F_{cvl}$	On tient compte de la contraction du béton
ACI	$57,000(F_{cvl})^{1/2}$	Valeur grande si on utilise une section fissurée
AISC	$w(F_{cvl})^{1/2}$	Valeur grande si on utilise une section fissurée

### 3.4. Les courbes d'interaction

Le Tableau 2 présente une comparaison générale des différents codes. On constate de grandes différences pour aboutir à la capacité portante.

**Tableau 2**

Standard	Observations	
	Modalité de calcul	Résultat
AIJ	Distribution plastique (PD)	$F_{cvl}$ réduite
BS 5400	Distribution plastique	Surface approximative
EC4, DIN 8806	Distribution plastique complète	Surface simplifiée de la courbe
ACI 318	Équilibre et compatibilité des tensions	La ruine par l'atteinte de 3% dans une fibre en béton
AISC - LRFD	Distribution plastique	Surface approximative

## 4. Conclusions

On peut évaluer la capacité portante comme une somme des capacités portantes des éléments composants. L'existence des différences peut être expliquée par, d'une part, les différences apparues dans la philosophie du calcul, et d'autre part, les quantifications numériques. La première couvre des considérations fondamentales, comme la distribution des tensions, tandis que la deuxième est la conséquence de l'utilisation des bases des données expérimentales spécifiques pour aboutir à des expressions analytiques actuelles.

Comme méthode générale de calcul on accepte le calcul semi probabiliste aux états limites.

Même si tous ces codes utilisent la même philosophie et les mêmes résultats expérimentaux, dans l'évaluation des propriétés finales d'une section, pour une charge donnée, ou la capacité portante pour une section prédéfinie, peuvent apparaître certaines divergences. Celles-ci sont dues aux différences

apparues dans la considération des facteurs de sécurité, des propriétés des matériaux, de la considération des charge à longue durée, etc.

Reçue, le 15 décembre 2009

Université Technique de Cluj-Napoca,  
Faculté de Génie Civil  
e-mail: nicolae.chira@mecon.utcluj.ro  
ccampian@bmt.utcluj.ro  
traian.onet@bmt.utcluj.ro

#### BIBLIOGRAPHIE

1. \* \* *Standard for Limit State Design of Steel Structures (Draft)*. AIJ<sub>LS</sub>D-90, Architectural Institute of Japan, Tokio, 1990 AIJ 90.
2. \* \* *Steel Concrete and Composite Bridges Code of Practice for Design*. British Standards Institution, BS 5400 Part 5 B S, London, 1989.
3. \* \* *Limit States Design of Concrete Structures*. ACI 318, American Concrete Institute, 1999.
4. \* \* *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 1997.
5. \* \* *Limit States Design of Steel Structures*. CAN/CSA-S 161-M89, Canadian Standards Assoc, Canada, 1989
6. \* \* *Design of Composite Steel and Concrete Structures*. Section 1. *General Rules and Rules for Buildings*. prEN 1994-1-1. EUROCODE 4: Part 1.1, Brussels: CEN, European Committee for Standardisation, Final Draft, August / September 2003.
7. \* \* *Calculul structurilor mixte oțel-beton, reguli generale și reguli pentru clădiri* (traduit du Français). EUROCODE 4 , mai 2006.
8. \* \* *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*. Partie 1: *Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. EUROCODE 8, Bruxelles, décembre 2005.

#### CÂTEVA CONSIDERAȚII ASUPRA EVOLUȚIEI NORMELOR DE CALCUL ALE STĂLPILOR AVÂND SECȚIUNEA MIXTĂ OȚEL-BETON

(Rezumat)

Normele de calcul aplicate în diferite țări respectă recomandările normativelor pentru structurile din oțel și cele pentru construcțiile din beton armat și beton precomprimat în măsura compatibilității lor cu natura comportării specifice a unui element compus. O atenție deosebită este acordată aplicării principiilor generale de securitate luând în considerare structura compusă oțel-beton, cu posibilități specifice de atingere a stărilor limita.

În codurile de proiectare analizate în lucrare există diferite procedee de calcul referitoare la stâlpi. Un stâlp compus poate fi tratat cu anumite metode ca un stâlp metalic întărit cu beton, pe când alte metode îl pot considera ca un stâlp de beton cu o armatură specială. În încheiere se prezintă o comparație critică a principalilor parametri care influențează comportarea stâlpilor.