Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 109 (1983)
Heft: 3

Artikel: Aproche nouvelle dans l'analyse des colonnes de bâtiment
Autor: Favre, Renaud / Studer, René / Thürlimann, Christophe
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-74920

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 29.11.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

$$M^{\star} = M_{f,F} + (M_p - M_{f,F}) \cdot \left[1 - \left(\frac{V^{\star}}{V_u}\right)^2\right]$$

qui s'applique directement à la vérification en cours de bétonnage. Pour la vérification à l'état définitif, par contre, il convient de préciser la signification tant du moment de plastification des ailes $M_{f,F}$ que du moment plastique M_p.

Comme l'interaction flexion-cisaillement n'intervient pratiquement que dans la région des piles, le moment plastique M_p se calcule comme à l'ordinaire en admettant une plastification de toutes les fibres métalliques (béton admis fissuré!), avec les limites élastiques afférentes.

Le moment $M_{f,F}$ est en principe celui qui engendre la limite élastique σ_f dans une section dont on néglige l'âme. Dans la région des piles, la semelle inférieure fournira à l'ordinaire un effort de plastification plus petit que celui de la membrure supérieure, comprenant les armatures longitudinales en plus de la semelle. En admettant, comme cela sera pratiquement toujours le cas, que la semelle supérieure se plastifie avant les armatures, on détermine facilement $M_{f,F}$, les armatures ne travaillant pas à la limite élastique mais servant uniquement à reprendre la différence entre la compression de la semelle inférieure $A_{\inf} \cdot \sigma_f$ et la traction correspondante de la semelle supérieure.

On peut se demander si la formule d'interaction donnée plus haut ne pèche pas par insécurité pour les poutres mixtes, caractérisées par des moments plastiques M_p largement supérieurs aux moments élastiques M_f. En réalité, le moment ultime M_u, calculé élastiquement et en tenant compte de la redistribution postcritique, ne dépasse que peu $M_{F,f}$; il peut même lui être inférieur. L'interaction flexion-cisaillement est donc peu marquée, ce qui rend superflues des études plus poussées.

Conclusions

Bien que la norme SIA 161 (1979) ne traite pas expressément le comportement postcritique des âmes fléchies et cisaillées des poutres mixtes, les indications relatives aux structures métalliques permettent, avec quelques adaptations, de couvrir avec une précision suffisante ce domaine important pour les ponts mixtes.

Adresse de l'auteur:
Pierre Dubas,
Professeur de statique appliquée
et construction métallique
EPF-Hönggerberg
8093 Zurich

Bibliographie

[1] P. Dubas: *Réflexions sur certains problèmes de sécurité et de stabilité en construction métallique.* Mémoires C.E.R.E.S., Univ. de Liège, Nouvelle série n° 55, avril 1980, p. 28.

[2] Th. von Kármán, E. E, Sechler, L. H. Donnell: *The Strength of Thin Plates in Compression.* Trans. Amer. Soc. Mech. Engrs. Vol. 54, 1932, p. 53.

[3] Einführung in die Norm SIA 161 (1979) *Stahlbauten*, Autographie zum Fortbildungskurs. Publ. Nr. 79-1, Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich.

[4] K. Basler, B. Thürlimann: *Strength of Plate Girders in Bending.* Proc. ASCE, Journal of Struct. Div., Vol. 87, ST 6, August 1961, p. 153.

[5] Kommentarer till Stålbyggnadsnorm 70, *Knäckning, vippning och buckling.* St BK-K2, Statens Stålbyggnadskommité, Stockholm 1973, p. 238.

[6] B. Thürlimann: *Der Einfluss von Eigenspannungen auf das Knicken von Stahlstützen.* Schweizer Archiv 23, 1957, p. 388.

[7] A. Nitta, B. Thürlimann: *Ultimate Strength of High Yield Strength Constructional-Alloy Circular Columns — Effect of Thermal Residual Stresses.* Mémoires AIPC Vol. 22, Zurich 1962, p. 229.

[8] D. Faulkner: *Compression Tests on Welded Eccentrically Stiffened Plate Panels.* Steel Plated Structures, An Intern. Symposium, London 1976, p. 581.

[9] M. Möhler, W. Schelling: *Zur Bemessung von Knickverbänden und Knickaussteifungen im Holzbau.* Der Bauingenieur 1968, p. 43.

[10] Einführung in die Norm SIA 164 (1981) *Holzbau*, Autographie zum Fortbildungskurs. Publ. Nr. 81-1, Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich, p. 326.

[11] F. Stüssi: *Grundlagen des Stahlbaues.* 2. Auflage; Springer 1971, p. 434.

[12] Ch. Massonnet: *Essais de voilement sur poutres à âme raidie.* Mémoires AIPC Vol. 14, Zurich 1954, p. 125; voir aussi Vol. 22, Zurich 1962, p. 183.

[13] D. R. J. Owen, K. C. Rockey, M. Škaloud: *Ultimate Load Behaviour of Longitudinally Reinforced Webplates Subjected to Pure Bending.* Mémoires AIPC Vol. 30/I, Zurich 1970, p. 133.

[14] P. Dubas: *Essais sur le comportement postcritique de poutres en caisson raidies.* Rapports des Commissions de travail de l'AIPC Vol. 11, Séminaire Londres 1971, p. 367.

[15] P. Dubas: *Plated Structures with Closed-Section Stiffeners.* Steel Plated Structures, An Intern. Symposium, London 1976, p. 265.

[16] Preliminary European Recommendations for the Design of Profiled Sheeting and Sections, Part 1 — Profiled Sheeting. ECCS-T7-1981.

[17] R. W. Allison, R. P. Johnson, I. M. May: *Tension-field action in composite plate girders.* Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 1982, 73, p. 255.

Approche nouvelle dans l'analyse des colonnes de bâtiment

par Renaud Favre, René Studer, Christophe Thürlimann et Dusan Najdanovic, Lausanne

Zusammenfassung

Gebäudestützen werden oft durch einen Kern oder Schubwände horizontal gehalten. Die tatsächlichen Beanspruchungen einer Stahlbetonstütze sind schwierig zu bestimmen. Um eine Stütze mit Hilfe der Normalkraft und des Momentes zu dimensionieren, wird die Stütze üblicherweise isoliert betrachtet. Mit der Annahme, dass es sich um eine isolierte Einzelstütze mit freien Endmomenten handelt, wird aber die nichtlineare Interaktion mit dem System nicht berücksichtigt.

In diesem Artikel wird eine neue Bemessungsmethode vorgeschlagen, welche der Tatsache Rechnung trägt, dass es sich hier um ein Zwängungsproblem handelt. Die Bemessung einer Stütze erfolgt aufgrund der Zwangsrotation am Stützenende, die sich aus dem Zusammenwirken von Decke und Stütze ergibt.

Theoretische und experimentelle Studien bilden die Grundlage zweier Doktorarbeiten, die 1980 am Institut de statique et structures — Béton armé et précontraint (IBAP) der ETH Lausanne begonnen wurden. Konkrete Resultate sollten in zwei bis drei Jahren für die praktische Anwendung zur Verfügung stehen.

1. Raison d'une approche nouvelle

1.1 *Errements dans l'analyse des colonnes*

Actuellement, l'analyse et le choix des dimensions d'une colonne s'effectuent en considérant l'effort normal N et les moments de flexion M_x, M_y agissant dans une section critique. Limitons-nous au cas fréquent d'un bâtiment en béton armé avec ou sans précontrainte, comportant un ou plusieurs noyaux ou refends stabilisant la structure. L'élancement des colonnes peut être admis suffisamment faible pour qu'il s'agisse d'un problème de premier ordre (fig. 1).

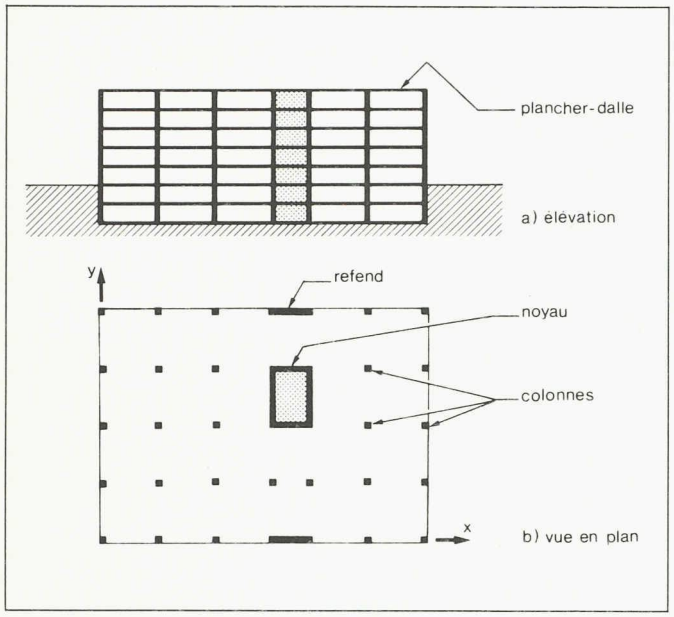

Fig. 1. — Exemple d'un bâtiment avec noyau et refend.

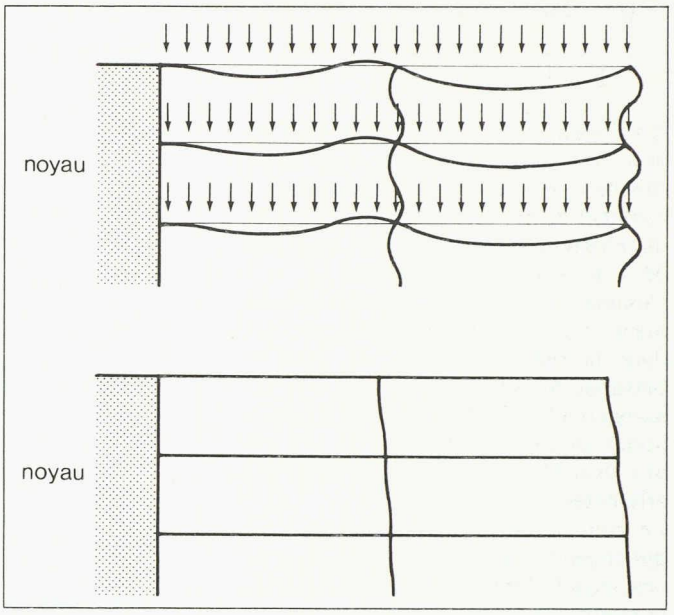

Fig. 2. — Etats de déformation de la structure.

Résumé

Les colonnes d'un bâtiment sont souvent stabilisées dans le sens horizontal par un noyau ou des refends. Les sollicitations effectives d'une colonne en béton armé sont difficiles à estimer. Pour dimensionner une telle colonne sollicitée en flexion composée d'effort normal, on isole habituellement la colonne du reste du système. Avec l'hypothèse qu'il s'agit d'une colonne isolée avec des moments libres aux extrémités, l'interaction non linéaire avec le système est complètement négligée.

On propose dans cet article une nouvelle méthode, tenant compte du fait qu'il s'agit ici d'un problème de déformation imposée. Le dimensionnement d'une colonne se fait à l'aide de l'angle de rotation imposé aux extrémités, résultant de l'interaction entre dalle et colonne.

Des études théoriques et expérimentales, faisant l'objet de deux thèses de doctorat, ont débuté en 1980 à l'Institut de statique et structures — Béton armé et précontraint (IBAP) de l'EPF Lausanne. On espère pouvoir mettre les résultats concrets à la disposition des praticiens d'ici deux à trois ans.

Le rôle statique primaire des colonnes est de transmettre les charges verticales de chaque étage jusque dans les fondations. Grâce aux noyaux et refends, beaucoup plus rigides que les colonnes, celles-ci n'ont par contre pas à reprendre les efforts horizontaux dus au vent et aux séismes. Néanmoins, l'ingénieur attribue aux colonnes certains moments de flexion M agissant dans les directions x et y qu'il combine avec l'effort normal N représentant la somme des charges verticales. Ces moments M sont engendrés dans le système hyperstatique en forme de cadre par les charges verticales et l'effet des variations de longueurs des différents planchers d'étage par suite du retrait et de la température (fig. 2).

Connaissant N, M_x et M_y, l'ingénieur déterminera facilement l'armature nécessaire, en général à l'aide d'abaques basés sur la vérification des sections à la rupture.

Mais il ne faut pas se laisser leurrer par cette description succincte de la marche à suivre pour analyser une colonne. L'expérience montre que le même problème posé à différents ingénieurs conduit à des résultats forts divers. Pourquoi cette incertitude qui laisse immédiatement planer un doute sérieux quant à la rigueur de cette approche?

La grande dispersion des résultats provient de l'immense difficulté rencontrée dans le calcul de M_x et M_y. Cette difficulté a des racines beaucoup plus profondes que celle provenant d'un calcul statique délicat ou numériquement compliqué. Elle montre au contraire qu'il y a une défaillance grave dans l'approche décrite. Le choix entre le rapport de rigidité colonne-plancher, la largeur de participation de celui-ci, la prise en compte ou non d'une diminution de rigidité due à la fissuration, les effets différés du béton (retrait, fluage et relaxation) sont autant de facteurs d'incertitude. Mais le fond du problème se trouve dans le fait que la structure, prise dans son ensemble avec l'effet de cadre décrit, n'est pas tributaire des moments M_x et M_y pour assurer l'équilibre. Ce sont les planchers qui imposent des déformations aux extrémités des colonnes qu'elles subissent bon gré, mal gré. Mais ces planchers n'ont pas besoin de ces encastrements pour reprendre les charges. Imaginons-nous des articulations aux extrémités des colonnes: la structure reste stable et les colonnes ne sont plus que sollicitées par un effort normal N.

1.2 *Effort normal N et déformations imposées*

L'analyse d'une structure doit toujours aboutir à un choix des dimensions tel qu'elle se comporte de manière satisfaisante à l'état d'utilisation et qu'elle ait une sécurité suffisante vis-à-vis de la ruine. La vérification de ces deux volets se nomme usuellement le calcul aux états limites et a été en particulier mis en évidence par le dernier code-modèle CEB-FIP de 1978 [1][1] et les nouvelles normes françaises de Béton Armé aux Etats Limite dites BAEL 80 [3].

En ce qui concerne le calcul des colonnes, et en vertu de ce que nous avons décrit ci-dessus, il faudra vérifier que les colonnes:

a) — ne se fissurent pas au-delà de certaines ouvertures acceptables,
— ne subissent aucun éclatement du béton d'enrobage, c'est-à-dire du béton situé en dehors des étriers;

b) — puissent transmettre, malgré les déformations qui lui sont imposées par le reste de la structure, l'effort normal N avec une sécurité suffisante.

Les vérifications mentionnées sous a) n'ont rien à voir avec un risque de ruine ou le manque de capacité de reprendre des charges, phénomènes traités sous b). Tant les fissures qu'un éclatement superficiel du béton sont essentiellement un problème d'esthétique, le danger de corrosion intervenant guère dans un bâtiment.

1.3 *Etat limite d'utilisation*

Il faut être conscient que l'instinct de l'ingénieur constructeur l'incite à minimiser ce problème car, dans la pratique, il n'est guère confronté avec des fissures excessives dans des colonnes de bâtiment et encore moins avec des éclatements du béton d'enrobage. Nous pensons que son bon sens ne le trompe pas et même en cas d'ennuis, ceux-ci sont

[1] Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

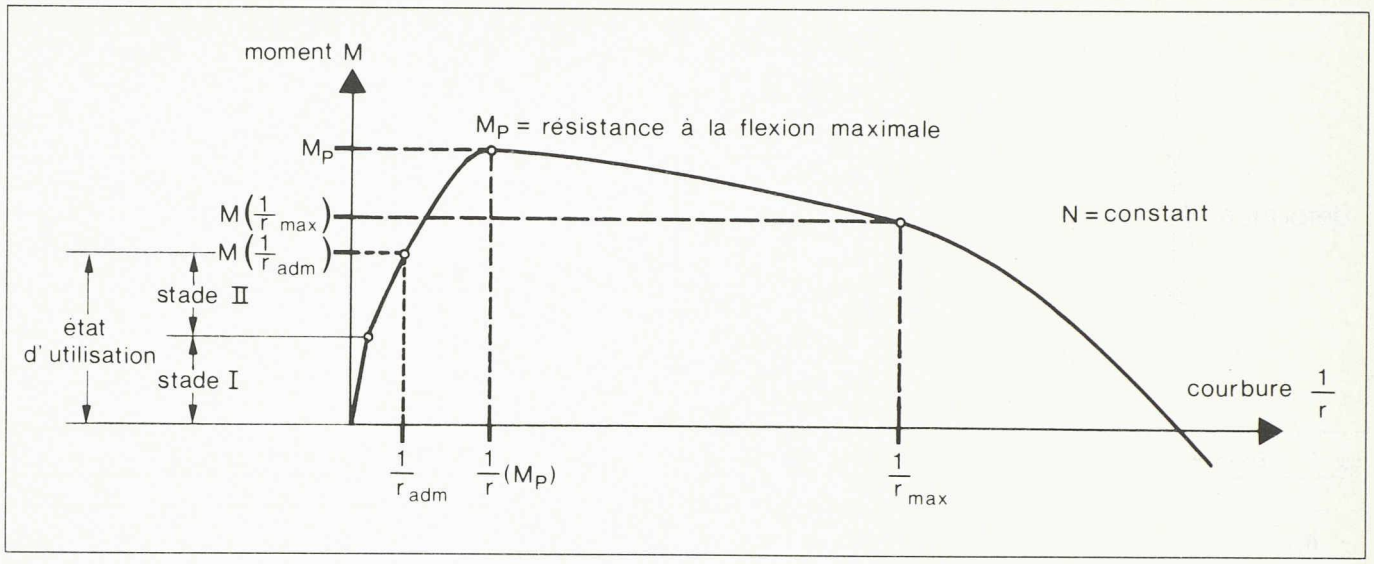

Fig. 3. — Relation moment–courbure d'un élément en béton armé pour un effort normal constant.

surtout d'ordre esthétique ou d'éthique professionnelle et pourront être facilement éliminés sans qu'il y ait de répercussion sur la capacité de résistance. Mentionnons toutefois le danger que représente un éclatement en cas d'incendie. Ajoutons le fait que nous sommes convaincus que lorsque l'approche décrite dans cet article sera opérationnelle avec des abaques permettant une application aisée, des colonnes encastrées en béton armé très éloignées du noyau (jusqu'à 50 m) et même en position de bord ou d'angle pourront être exécutées avec des dimensions voisines de celles d'une colonne centrée. Le danger de fissuration excessive ou d'éclatement pourra alors devenir déterminant.

Pour juger des états limite d'utilisation, il faut y estimer les déformations imposées, en général au temps $t = \infty$, et par itération à l'aide d'une loi moment–courbure appropriée, déterminer les moments extrêmes. Ceux-ci combinés avec l'effort normal permettent la vérification requise. Nous avons développé une telle loi pour le manuel « Fissuration et déformations » du CEB (voir [2], page 3.12). Cette loi moment–courbure, en présence d'un effort normal, est très importante pour le calcul des déformations de structures en précontrainte partielle. Les essais en laboratoire décrits ci-dessous permettront de la vérifier expérimentalement.

1.4 *Etat limite ultime*

L'énorme différence dans la vérification de la sécurité vis-à-vis de la ruine entre les calculs habituels et la nouvelle approche saute aux yeux lorsqu'on considère la courbure d'une section sollicitée par un moment de flexion M, l'effort normal N restant constant (fig. 3).

Cette courbure augmente d'abord linéairement dans le stade I, avec un changement de pente après l'apparition d'une fissure (voir [1]), puis de manière non linéaire lorsque la zone comprimée du béton se plastifie pour atteindre une certaine valeur $1/r$ (M_p) correspondant au moment de plastification M_p. Dans un calcul habituel, on admet que M et N sont donnés, donc que le rapport M/N est invariant tandis que, dans la nouvelle approche, on introduit à côté de N les déformations imposées qui vont permettre de faire appel à la branche descendante de la relation moment–courbure (fig. 3). C'est ce second souffle de la section, cette augmentation considérable de la courbure au-delà de la sollicitation maximale M_p qui permet de tenir compte de la grande ductilité des colonnes et de leur immense capacité d'adaptation à des déformations imposées.

Une section sollicitée par M_p ne cède pas mais se dérobe au moment M en ayant tendance à centrer la charge. Ceci est possible parce que la structure formée d'un cadre hautement hyperstatique peut redistribuer les moments en réduisant ceux des colonnes.

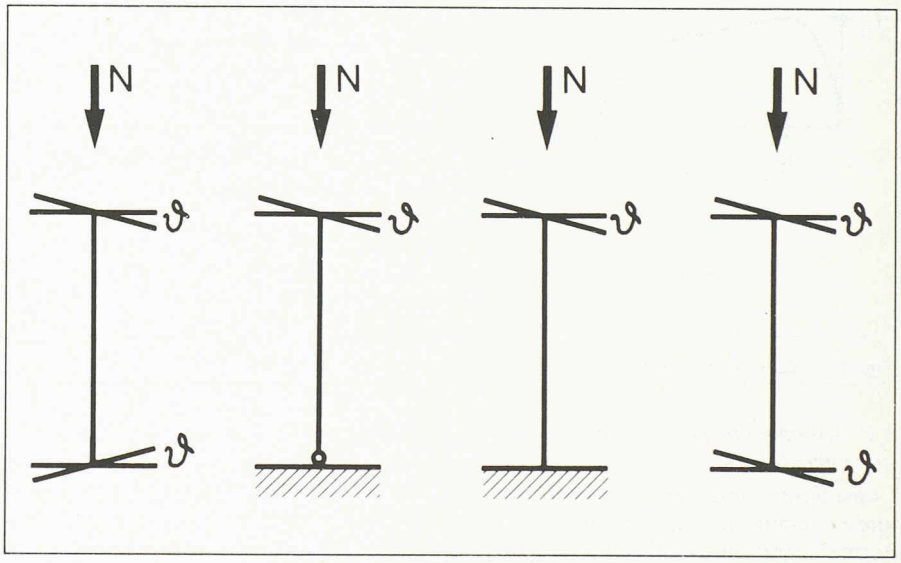

Fig. 4. — Cas de déformation possibles.

2. Considérations théoriques

2.1 *Concept de base*

On distingue principalement quatre cas de déformation (fig. 4). Sur les colonnes agissent l'effort normal ainsi que des rotations résultant de l'interaction entre dalles et colonnes. Les têtes des colonnes sont retenues horizontalement.

L'analyse est basée sur une considération des états limites d'utilisation et ultime. Le dimensionnement de la colonne est déterminé par les deux conditions suivantes:

à l'état d'utilisation, la rotation imposée doit être comparée à l'angle limite admissible de la colonne pour les temps t_0 et t_∞;

à l'état ultime, la rotation imposée par le mécanisme de rupture de la dalle doit être comparée à l'angle limite maximal de la colonne pour les temps t_0 et t_∞.

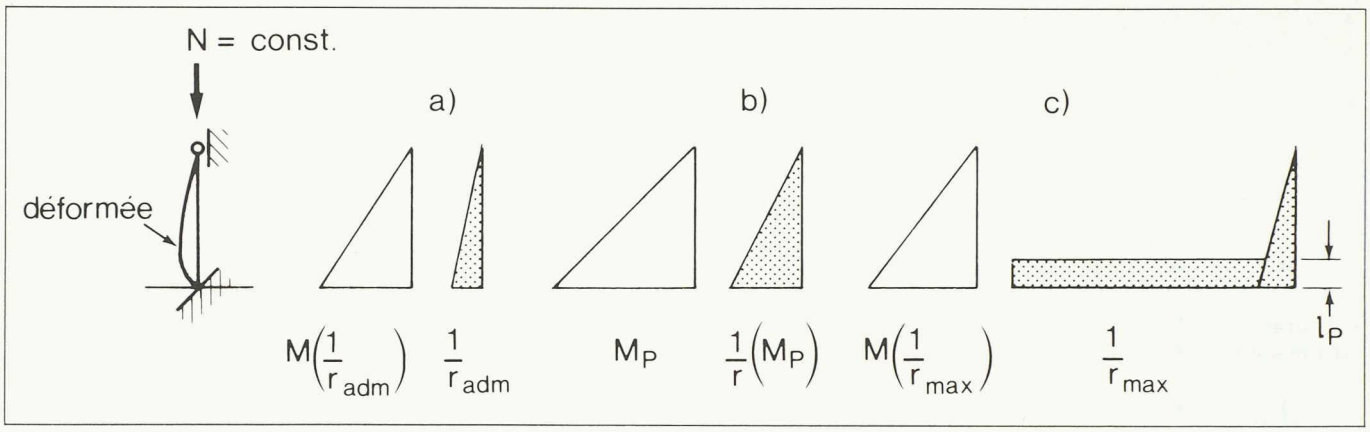

Fig. 5. — Diagramme des moments et des courbures pour trois états de déformation caractéristiques (théorie du premier ordre).

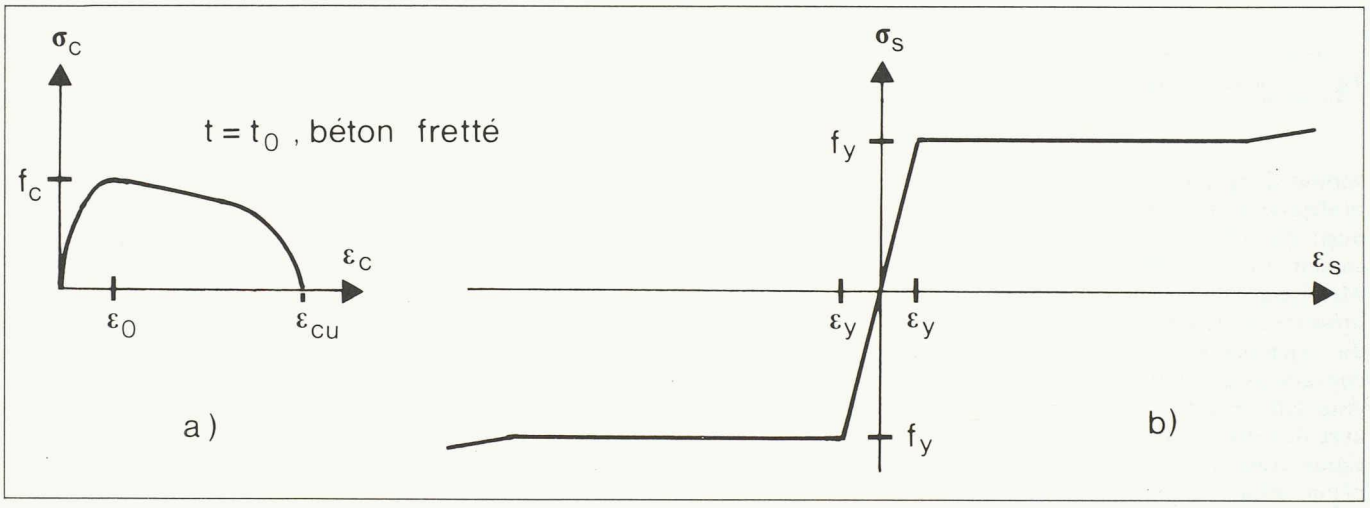

Fig. 6. — Lois des matériaux béton (a) et acier (b).

2.2 *Comportement sous une déformation imposée*

Considérons une colonne articulée à une extrémité sur laquelle agit un effort normal constant et subissant une rotation croissante à l'autre extrémité (fig. 5). La rotation provoque des courbures sur toute la longueur de la colonne. Selon la grandeur des courbures, il s'agit de déformations élastiques ou non élastiques. La relation moment–courbure, qui est montrée à la figure 3, correspond au comportement de la section au pied de la colonne. La branche descendante du diagramme, après que la résistance à la flexion maximale est atteinte, est due aux pertes de résistance du béton se trouvant dans la zone comprimée.

Les bases de chaque calcul de déformation, comme de chaque calcul de résistance, sont les lois des matériaux. On trouve des exemples de lois de matériaux béton et acier à la figure 6.

On constate à la figure 6a que le béton perd une partie de sa résistance après que la résistance maximale f_c sous un raccourcissement ε_0 est atteinte. Le béton ne possède plus aucune résistance pour des raccourcissements plus grands que ε_{cu}. On obtient une telle relation contrainte-raccourcissement dans des essais où l'on dirige la déformation par opposition aux essais, où l'on dirige la force. La distribution des moments et des courbures sur la longueur de la colonne est représentée à la figure 5 pour trois états de déformation caractéristiques. Les angles limites admissibles et maximaux se laissent calculer par intégration des courbures sur la longueur de la colonne.

L'angle limite admissible de la colonne est défini lorsque la courbure limite admissible est atteinte dans la section déterminante (fig. 5a). La plus grande partie de la déformation se développe dans une zone qui peut être appelée rotule plastique dès que la résistance à la flexion maximale a été atteinte (fig. 5b). Seule la courbure dans la rotule plastique augmente encore sous une rotation croissante. L'angle limite maximal de la colonne est défini lorsque la courbure limite maximale est atteinte dans la section déterminante (fig. 5c).

Les hypothèses d'une distribution linéaire des courbures dans la zone élastique et d'une courbure constante dans la zone plastifiée sont des simplifications par rapport à la distribution réelle. L'erreur, qui en résulte dans un calcul de déformation, est négligeable par rapport aux divergences qui peuvent résulter d'une mauvaise estimation de la longueur plastique *lp*.

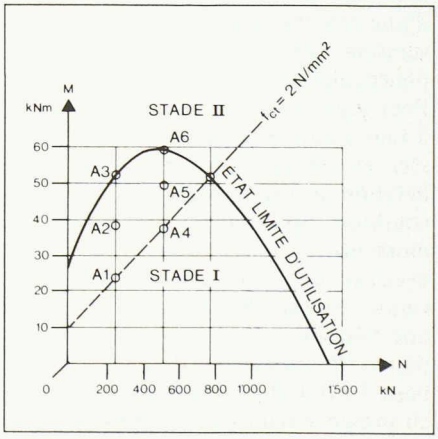

Fig. 7. — Diagramme interactif moment–effort normal des colonnes d'essai.

Colonne		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Effort normal	kN	0	262	262	262	523	523	523	785	785
Excentricité	mm	0	92	145	198	72	93	113	65	0
Moment	kNm	0	24,1	38,0	51,9	37,7	48,6	59,1	51,0	0

Fig. 8. — Sollicitations des colonnes d'essai.

Les courbures limites possibles et les angles limites qui en résultent sont étudiés et comparés aux valeurs des résultats d'essais dans un travail théorique préparé à l'IBAP. Le travail contient également des propositions pour l'estimation des rotations imposées qui agissent sur les colonnes.
De cette étude devrait résulter une méthode simplifiée pour le dimensionnement des colonnes qui sont retenues horizontalement dans des systèmes hyperstatiques.

3. Etudes expérimentales

3.1 *Définition et buts des essais*

Afin de vérifier les hypothèses avancées pour le calcul des colonnes, il s'agissait de procéder à des études expérimentales dans les domaines suivants:

— état limite ultime
capacité de rotation et mécanisme de rupture;
— état limite d'utilisation
déformations et fissuration sous les charges de service.

En ce qui concerne l'état limite ultime, nous avons pu nous appuyer sur des recherches expérimentales poursuivies aux Etats-Unis [4] et en Nouvelle-Zélande [5]. Nous nous sommes ainsi limités, dans une première phase, à des études expérimentales sur les déformations et la fissuration de colonnes dans le domaine d'utilisation.
Les essais décrits ci-dessous ont pour but de déterminer expérimentalement les relations moment–effort normal–courbure pour des colonnes sollicitées par des charges de longue durée. Les dimensions des éléments d'essai et l'intensité des sollicitations ont été choisies de façon á ce que les phénomènes de deuxième ordre soient négligeables.

3.2 *Description des essais*

La série expérimentale *A* comprend neuf colonnes identiques, d'une longueur de 2300 mm et d'une section de 300 × 300 mm. L'armature longitudinale est composée de 8 ∅ 12 mm répartis régulièrement sur le pourtour de la section. Ceci correspond à un pourcentage d'armature de $\rho^* = 1{,}00\%$ par rapport à la section totale et de $\rho = 0{,}42\%$ pour une sollicitation en flexion uniaxiale.
Sept colonnes sont sollicitées individuellement par un effort normal variant de 262 kN à 785 kN, appliqué avec une excentricité uniaxiale variant de 65 mm à 198 mm. Deux colonnes de référence sont soumises à un effort normal centré de 785 kN, respectivement à aucun effort extérieur, afin de déterminer les caractéristiques de fluage et de retrait à l'échelle réelle.
Le diagramme interactif moment–effort normal de la figure 7 montre schémati-

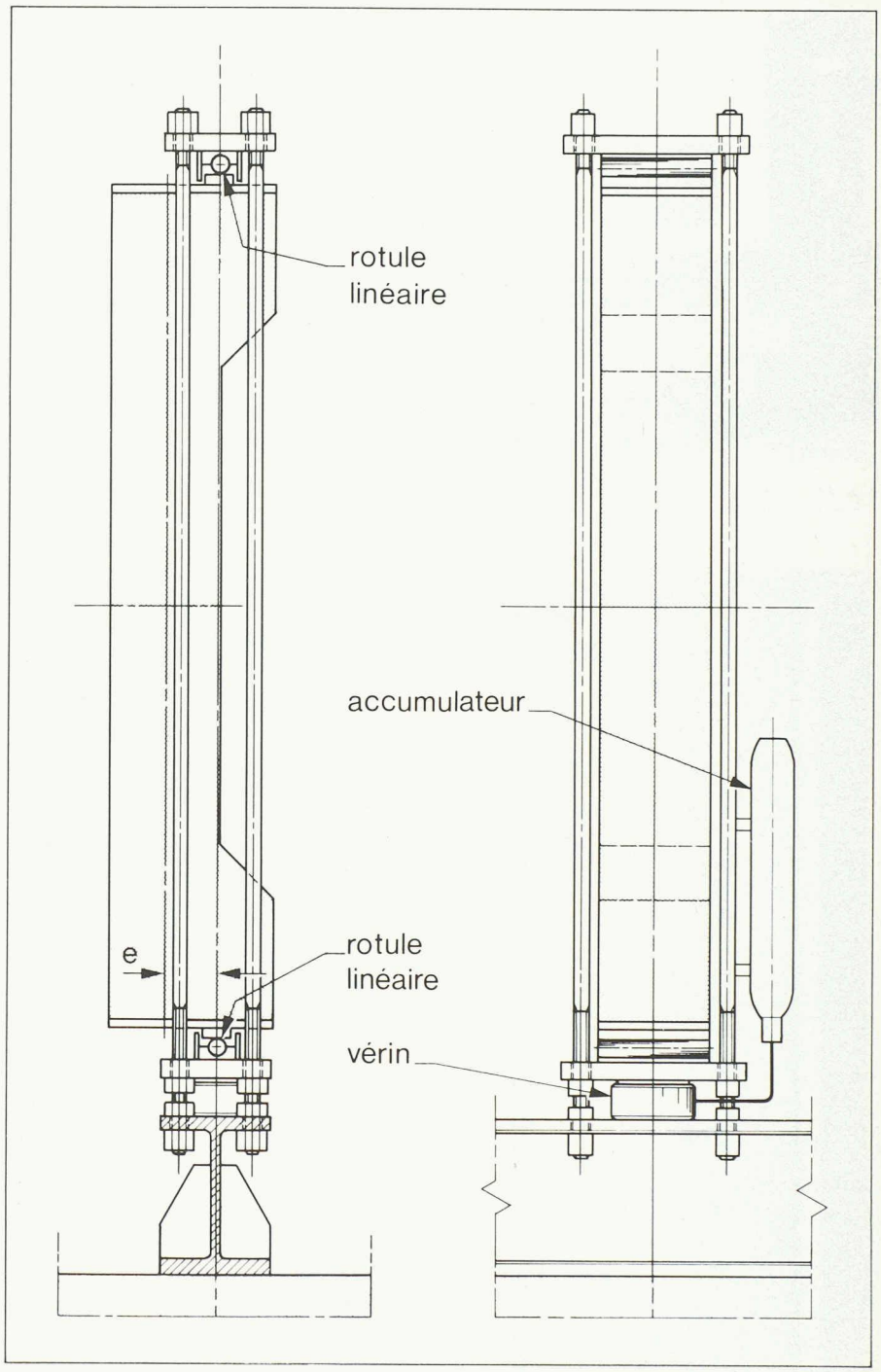

Fig. 9. — Disposition d'une colonne d'essai.

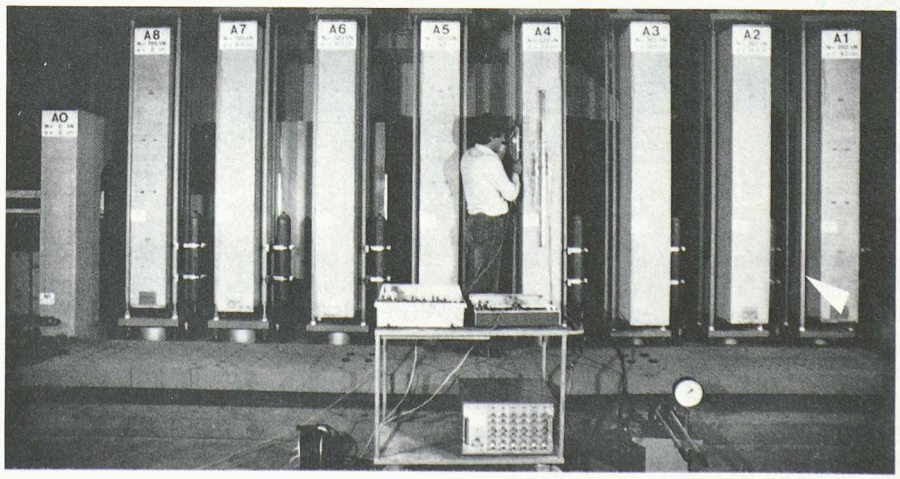

Fig. 10. — Stand d'essai des neuf colonnes.

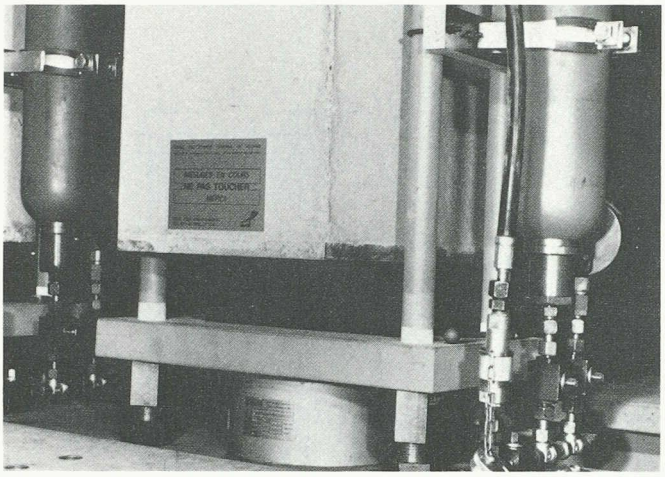

Fig. 11. — Système de maintien de la charge.

Références bibliographiques

[1] *Code-Modèle CEB-FIP pour les structures en béton.* Bulletin d'information CEB n° 124/125.

[2] *Cracking and Deformation.* Bulletin d'information CEB n° 143.

[3] *Règles BAEL 80.* Editions Eyrolles, Paris, 1982.

[4] J. S. Ford, J. C. Chang, J. E. Breen. *Behaviour of Concrete Columns under Controlled Lateral Deformation.* ACI, Journal 78-1, January-February 1981.

[5] B. D. Scott, R. Park, M. J. N. Priestley. *Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates.* ACI, Journal 79-2, January-February 1982.

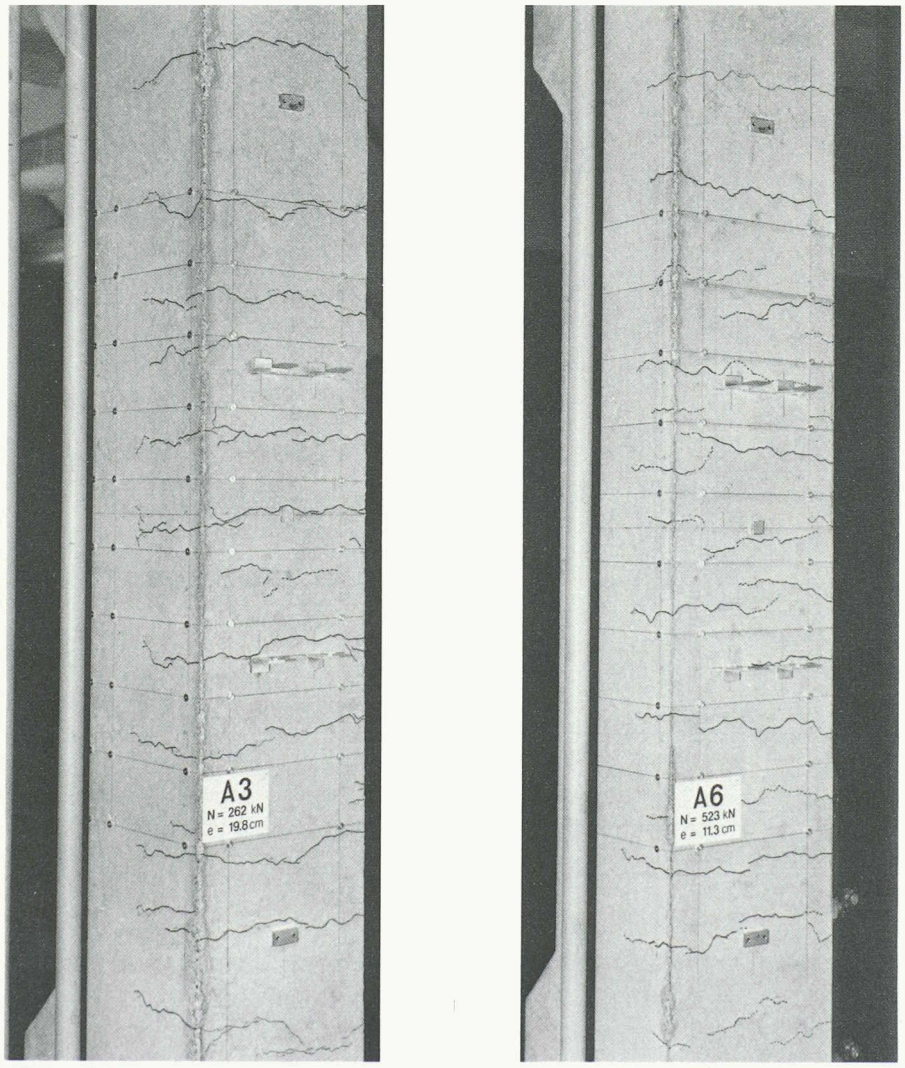

Fig. 14. — Etat de fissuration des colonnes A3 et A6 au temps Δt = 180 jours.

Remerciements

Les auteurs tiennent à exprimer leur reconnaissance à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne pour l'importance des moyens mis à disposition, ainsi qu'à la Société suisse des fabricants de ciment, chaux et gypses qui, par son soutien financier, a permis la réalisation des essais.

quement le choix des colonnes d'essai et le tableau de la figure 8 donne les sollicitations correspondantes.

Les neuf colonnes furent bétonnées simultanément le 10 février 1982; après 28 jours, elles furent soumises aux sollicitations prévues qui seront maintenues durant au moins une année. Parallèlement aux études sur colonnes, une vaste campagne d'essais sur échantillons de béton a été entreprise afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du béton ainsi que les coefficients de fluage et de retrait.

Le dispositif conçu pour réaliser les essais est décrit schématiquement à la figure 9. La photo de la figure 10 montre l'ensemble des colonnes durant la phase de mise en charge et la photo de la figure 11 donne le détail du système de maintien de la charge avec le vérin hydraulique et l'accumulateur à azote.

Les essais ayant débuté en mars dernier, nous ne disposons à l'heure actuelle que des observations et des mesures faites lors de la mise en charge et de quelques évolutions durant les premiers six mois sous charge.

A titre d'exemple, on donne à la figure 12 l'évolution des déformations relatives mesurées sur les faces tendues et comprimées des colonnes A3 et A6.

L'ouverture moyenne des fissures de ces mêmes colonnes A3 et A6 est reportée à la figure 13. La photo de la figure 14 montre l'état de fissuration au temps Δt = 180 jours.

Les mesures et observations seront poursuivies jusqu'au temps Δt = 1 an, moment où les premières conclusions pourront être tirées. En fonction des résultats obtenus, les dispositions seront maintenues ou modifiées.

A la fin des études de longue durée sur le banc d'essai décrit, on envisage de procéder à des essais de courte durée sur les mêmes colonnes.

Adresse des auteurs:

Professeur Renaud Favre
René Suter, Dr ès sc.
Christophe Thürlimann
Dusan Najdanovic
IBAP — Béton armé et précontraint
Ecole polytechnique fédérale
1015 Lausanne

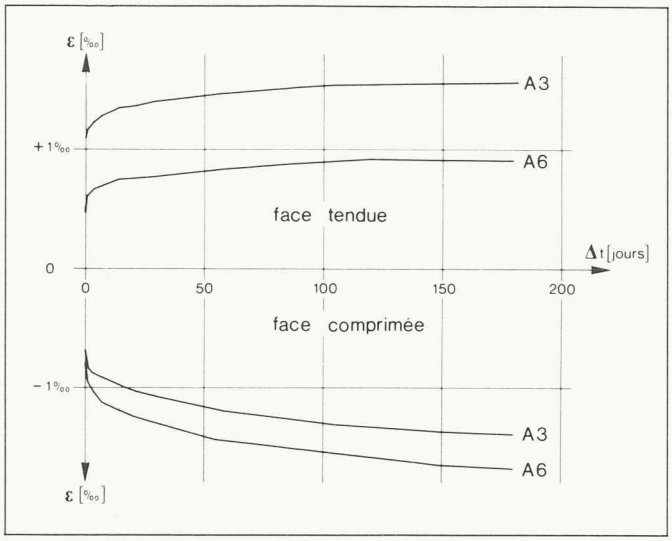

Fig. 12. — Evolution des déformations relatives des colonnes A3 et A6.

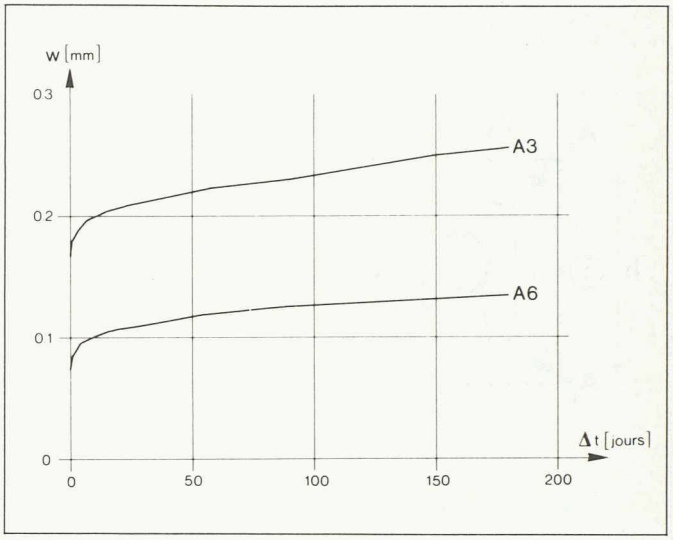

Fig. 13. — Ouverture moyenne des fissures des colonnes A3 et A6.

Calcul plastique des poutres courbes en béton armé et précontraint

par Bernard Houriet, Tramelan, et René Walther, Lausanne

Résumé

Un modèle de calcul a été établi à l'IBAP/EPFL pour l'étude du comportement plastique des poutres courbes en béton armé et précontraint de configuration réelle. Les bases et le domaine d'application de ce modèle sont présentés. Les résultats essentiels de l'étude paramétrique sont analysés dans le contexte de l'introduction du calcul des structures aux états limites dans le projet de révision de la norme SIA 162.

1. Introduction

Le principe du dimensionnement des structures selon le critère le plus défavorable de l'état limite d'utilisation ou de l'état limite ultime s'est imposé progressivement dans la norme SIA 162.

Dans l'édition de 1968, l'état de service et les champs d'efforts intérieurs calculés élastiquement sont encore considérés comme base du dimensionnement, la capacité portante étant garantie par un calcul à la rupture des sections, à partir de l'enveloppe des efforts élastiques.

Dans la directive 34, l'importance de l'état limite ultime comme critère de dimensionnement est renforcée par l'introduction du calcul plastique, l'ancienne procédure étant toutefois encore conservée. Le contrôle de l'état limite d'utilisation est exigé, mais l'absence de règles concrètes conduit le praticien à effectuer un calcul élastique des efforts intérieurs et à vérifier des contraintes admissibles.

Le projet de révision de la norme dissocie enfin clairement les critères de dimensionnement des deux états limites, tout en les plaçant sur pied d'égalité. Le calcul plastique s'impose comme base rationnelle et économique pour garantir la sécurité à la rupture de l'ouvrage. La méthode statique est préconisée pour toutes les structures dont le comportement ultime effectif n'est pas connu a priori. L'adoption de champs d'efforts intérieurs statiquement admissibles proportionnels aux champs élastiques est mentionnée. Le calcul à la rupture des sections est écarté.

L'objet de cet article est de montrer, dans le cas particulier des poutres courbes, que le choix de champs d'efforts intérieurs ultimes proportionnels aux champs élastiques peut s'avérer peu économique d'une part, que la réserve de sécurité inhérente au dimensionnement à la rupture des sections peut être illusoire, d'autre part.

Notations

n_{rp}: nombre de rotules plastiques
n_h: degré d'hyperstaticité du système
a: déplacement vertical
ω_m: rotation flexionnelle cumulée
ω_t: rotation torsionnelle cumulée
$W_{i,m}$: travail intérieur de flexion
$W_{i,t}$: travail intérieur de torsion
M_0, T_0, V_0: efforts plastiques de référence
$M_\star, T_\star, V_\star$: efforts plastiques de référence exprimés dans la section fictive de référence
$m = M/M_0$, $m_\star = M/M_\star$; $t = T/T_0$, $t_\star = T/T_\star$; $v = V/V_0$, $v_\star = V/V_\star$: efforts intérieurs sans dimension
$B_f = A_t \cdot \sigma_f$: force de plastification des étriers

2. Modélisation

Les premières recherches théoriques et expérimentales sur le comportement plastique des poutres courbes ont été réalisées sur des poutres métalliques, inscrites dans un plan horizontal et sollicitées par des charges verticales [1][1], [2]. Cette origine a fortement marqué l'extension ultérieure de l'étude aux poutres en béton armé, dont l'analyse a toujours été limitée aux pièces prismatiques de résistance constante, essentiellement sollicitées par des charges concentrées [3], [4]. Seuls des mécanismes de ruine développés sur une seule travée ont en outre été envisagés dans l'ensemble de cette recherche.

L'un des objectifs primordiaux de l'étude théorique réalisée à l'IBAP [5] a été d'établir un modèle de calcul adapté aux exigences spécifiques du béton armé et susceptible de permettre l'analyse de poutres de configuration réelle. La modélisation adoptée est caractérisée par les contributions nouvelles suivantes:

— résistance variable (fig. 1) (armature longitudinale et transversale, hauteur de la section);
— poutres planes continues (2 et 3 travées, appuis intermédiaires ponctuels);
— configurations de charges réelles (charge permanente, surcharges réparties et concentrées);

[1] Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliograhie en fin d'article.