

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 119 (1993)
Heft: 14

Vereinsnachrichten

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.03.2025

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

Révision partielle de la norme SIA 162

Par Peter Marti, prof.,
président de la
commission
d'accompagnement SIA
162 et Gunar Ernst,
ing., Institut für
Baustatik
und Konstruktion,
ETH Hönggerberg,
8093 Zurich

Introduction

Mise en consultation dans la deuxième moitié de 1992, puis adoptée par la Commission centrale des normes le 8 octobre et par l'Assemblée des délégués de la SIA le 13 novembre 1992, la révision partielle de la norme SIA 162 [1]¹ est entrée en vigueur le 1^{er} juin 1993.

Cette révision partielle touche à six domaines de prescription, soit:

- la résistance ultime à l'effort tranchant de poutres à hauteur variable et/ou câbles de précontrainte inclinés
- la résistance ultime à l'effort tranchant et au poinçonnement des dalles
- les fissures
- le béton pompé et le béton projeté
- les coffrages, cintres et échafaudages
- les bulletins de livraison des bétons d'usine.

Les nouveaux textes, modifications et compléments de la norme sont présentés et commentés ci-après. Pour faciliter la lecture, le nouveau texte apparaît en caractères italiques, tandis que ce qui a été supprimé est mis entre crochets.

Résistance ultime à l'effort tranchant de poutres à hauteur variable ou câbles de précontrainte inclinés

Paragraphe 3 24 209

Texte modifié

Dans le cas de poutres à hauteur constante pourvues de câbles de précontrainte inclinés, on tiendra compte de la composante verticale de la force de précontrainte. Si l'effet de cette dernière est favorable, et à défaut d'études plus précises concernant l'allongement spécifique des câbles de précontrainte, on admettra que la participation de ces derniers à la résistance ultime à l'effort tranchant est égale à:

$$\Delta V_R = P_{\infty} \cdot \sin \beta_p$$

P_{∞} : valeur finale de la précontrainte
 β_p : angle d'inclinaison du câble de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre

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

[La contribution de câbles de précontrainte inclinés à la résistance ultime à l'effort tranchant ne peut être prise en considération que si la résistance ultime à la flexion a été déterminée sans la participation de ces câbles]. En cas d'effet défavorable de la précontrainte, on prendra en compte la valeur maximale de la force de précontrainte présente dans les câbles.

Commentaire

L'avant-dernière phrase est incompréhensible et est supprimée.

En principe, l'effort tranchant de poutres pourvues de câbles de précontrainte inclinés peut être déterminé à l'aide d'un modèle de treillis. On peut tenir compte d'une augmentation de la résistance à l'effort tranchant, sous réserve du contrôle de l'allongement des câbles de précontrainte. Si la membrure tendue est conçue selon 3 24 206 de telle façon que sur la hauteur totale de la poutre puisse se former un treillis, l'effort dans le câble peut être approché par P_{∞} et la formule pour ΔV_R se situe du côté de la sécurité. Si la conception de la membrure tendue ne satisfait pas aux exigences de 3 24 206, les bielles comprimées s'appuyant sur le câble de précontrainte, un bras de levier réduit en conséquence doit être pris en considération.

Paragraphe 3 24 210

Texte modifié

Dans le cas de poutres dont les membrures tendues ou comprimées sont inclinées (figure 5), la résistance ultime à l'effort tranchant peut être calculée au moyen d'un modèle de treillis en tenant compte de l'inclinaison des forces dans les membrures [on tiendra compte, lors de la détermi-

nation de la résistance ultime à l'effort tranchant, des composantes verticales des forces longitudinales dans les membrures].

L'augmentation ou la diminution de cette résistance ultime [résultant de l'inclinaison des forces longitudinales dans les membrures] est approximativement égale à:

$$\Delta V_R = \gamma_R \cdot \frac{M_d}{z} \cdot \sin \delta$$

δ : angle formé par les membrures [angle d'inclinaison de la membrure intérieure par rapport à la membrure supérieure] (fig. 5)

Il est nécessaire de procéder à des études plus précises s'il y a, dans la même section, inclinaison des câbles de précontrainte et des forces dans les membrures.

Commentaire

Dans l'édition 10/89 de la norme SIA 162, la formule pour ΔV_R contient l'expression erronée M_R au lieu de la résistance à la flexion $\gamma_R \cdot M_d$. Dans l'édition allemande 2/90 il a été tenu compte d'une correction de M_R par M_d , malheureusement en omettant le facteur γ_R . La formule ne donne cependant qu'une approximation et n'est pas valable dans tous les cas. En général, il est recommandé de traiter de tels cas en utilisant directement un modèle de treillis. Un tel modèle permet de mettre en évidence un état d'équilibre des forces intérieures. Pour des cas bien déterminés et fréquents, on peut utiliser les formules de dimensionnement correspondantes. On obtient, par exemple, avec les désignations de la figure 5, par l'équivalence des forces intérieures (F_{cr} , F_{cwr} , F_t) et des efforts de dimensionnement (M_d , N_d , V_d) la relation:

$$F_{cwr} \cdot \sin \alpha = \frac{V_d - \frac{M_d}{z} \cdot (\tan \delta_{\text{inf}} + \tan \delta_{\text{sup}}) - \frac{N_d}{2} \cdot (\tan \delta_{\text{inf}} - \tan \delta_{\text{sup}})}{1 + \frac{\cot \alpha}{2} \cdot (\tan \delta_{\text{inf}} - \tan \delta_{\text{sup}})}$$

Pour le cas où $\delta_{\text{inf}} = \delta_{\text{sup}} = \delta/2$ on a:

$$F_{cwr} \cdot \sin \alpha = V_d - \frac{M_d}{z} \cdot 2 \cdot \tan \frac{\delta}{2} \approx V_d - \frac{M_d}{z} \cdot \sin \delta$$

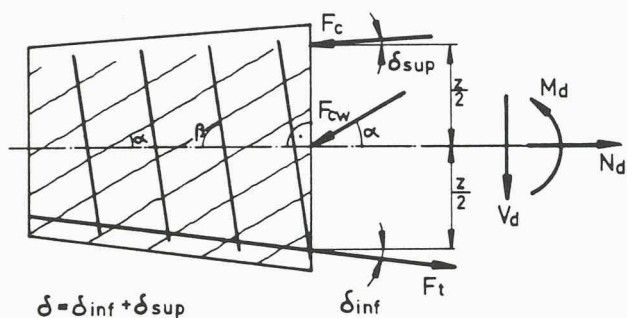


Figure 5 forces intérieures forces sur la section

d'où la formule approximative donnée ci-dessus:

$$\Delta V_R = \gamma_R \cdot \frac{M_d}{z} \cdot \sin \delta$$

Pour d'autres indications se référer à la littérature.

Comme pour le cas où les bielles comprimées s'appuient sur le câble de précontrainte, voir 3 24 209, le dimensionnement doit être fait selon 3 22 2 moyennant l'utilisation d'un champ de compression ou d'un modèle de treillis. Des variations brusques de la section transversale et des affaiblissements dus à des évidements sont à traiter d'une façon analogue.

Résistance ultime à l'effort tranchant et au poinçonnement des dalles

Paragraphe 3 25 32

Texte complété

Au cas où l'effort tranchant dépasse la valeur indiquée ci-dessous, on prolongera en général jusqu'aux appuis la totalité de l'armature de flexion nécessaire dans les zones les plus sollicitées en flexion; cette armature sera ancrée de manière appropriée.

$$V_d \leq \frac{0,5 \cdot \tau_{c, red} \cdot d}{\gamma_R}$$

avec:

$$\tau_{c, red} = \frac{4 \cdot \tau_c}{3 + \frac{d}{d_0}} \leq \tau_c$$

V_d : valeur de dimensionnement de l'effort tranchant par unité de largeur de dalle

$\tau_{c, red}$: contrainte tangentielle ultime réduite

τ_c : valeur de calcul de la contrainte tangentielle ultime selon tableau 2

d : hauteur utile en mm

γ_R : facteur de résistance selon 3 21 3

d_0 : hauteur de référence $d_0 = 400$ mm

Commentaire

La résistance à l'effort tranchant de dalles épaisses dépourvues d'armature d'effort tranchant est réduite à cause des effets d'échelle. Afin de tenir compte de cette influence, on introduit une contrainte tangentielle ultime réduite $\tau_{c, red}$. Pour des hauteurs utiles jusqu'à 0,4 m la résistance à l'effort tranchant est inchangée.

Paragraphe 3 25 33

Texte complété

Les conditions de plasticité définies sous 3 25 2 sont applicables seulement si, en dehors des zones d'appui ou d'introduction des forces, la condition suivante est remplie:

$$V_d \leq \frac{\tau_{c, red} \cdot d}{\gamma_R}$$

Si cette condition n'est pas respectée, on prévoira une armature d'effort tranchant selon 3 24 2.

Commentaire

La condition pour V_d fait maintenant intervenir la contrainte tangentielle ultime réduite $\tau_{c, red}$ introduite sous 3 25 32.

Paragraphe 3 25 403

Texte complété

On admettra pour la résistance ultime au poinçonnement dans la zone d'introduction de la charge:

$$V_R = 1,8 \tau_{c, red} \cdot u \cdot d_m$$

avec:

$$\tau_{c, red} = \frac{4 \cdot \tau_c}{3 + \frac{d_m}{d_0}} \leq \tau_c$$

$\tau_{c, red}$: contrainte tangentielle ultime réduite

τ_c : valeur de calcul de la contrainte tangentielle ultime selon tableau 2

u : périmètre déterminant selon figures 13 et 14

d_m : valeur moyenne de la hauteur utile pour l'armature de flexion dans les deux directions

d_0 : hauteur de référence $d_0 = 400$ mm

Commentaire

De même que sous 3 25 32, on introduit une contrainte tangentielle ultime réduite pour le calcul de la résistance ultime au poinçonnement de dalles épaisses.

Paragraphe 3 25 411

Texte modifié

Si l'on met en place une armature de poinçonnement, la résistance ultime au poinçonnement définie sous 3 25 403 pourra être augmentée, au

Tableau 12

Désignation		Résistance à la compression	Performances particulières relatives à:
Béton léger $\rho_0 < 2000 \text{ kg/m}^3$	Béton $\rho_0 = 2000 \text{ kg/m}^3$ à 2800 kg/m^3	$f_{cw, min}$ [N/mm ²]	
BL 20/10	—	10	LA MISE EN ŒUVRE — béton pompé — béton projeté
BL 25/15	B 25/15	15	
BL 30/20	B 30/20	20	L'APTITUDE AU SERVICE — étanchéité — résistance au gel — résistance au sel de déverglaçage — résistance chimique — résistance à l'abrasion
BL 35/25	B 35/25	25	
BL 40/30	B 40/30	30	
BL 45/35	B 45/35	35	
BL/..	B/..	≥ 40	

maximum jusqu'à la valeur suivante:

$$V_{R,max} = 2,7 \tau_c \cdot u \cdot d_m \quad [1,5 V_R]$$

Commentaire

Pour des dalles avec armature de poinçonnement, les effets d'échelle n'ont pas d'influence. La limite actuelle de la résistance ultime au poinçonnement de telles dalles reste inchangée.

Paragraphe 3 42 3

Texte complété

En ce qui concerne le poinçonnement, outre les dispositions sous 3 25 4, on s'assurera que pour des *dalles sans armature de poinçonnement* la condition suivante est remplie:

$$V \leq V_{fat} = 0,80 \tau_c \cdot u \cdot d_m$$

V: charge de poinçonnement due au poids propre de la structure portante, aux autres charges permanentes et à la charge de fatigue.

Commentaire

Les dalles avec armature de poinçonnement présentent une plus grande résistance ultime au poinçonnement. 3 42 6 donne également les contraintes à ne pas dépasser dans l'armature de poinçonnement.

Fissures

Le texte du paragraphe 3 33 2 (Exigences) est remplacé intégralement. De plus, quelques modifications sont apportées au paragraphe 3 33 3 (Dispositions propres à limiter l'ouverture des fissures).

Paragraphe 3 33 21

Texte modifié

Usuelles: elles suffisent lorsque

- l'apparition de fissures n'entraîne aucun dommage
- l'apparition de fissures peut être tolérée, eu égard à l'aspect
- aucune exigence particulière n'est requise quant à l'étanchéité
- les agressions physiques ou chimiques sont faibles.

Commentaire

L'ordre des quatre critères est changé en fonction des exigences suivantes.

Paragraphe 3 33 22

Nouveau texte

Accrues: elles sont requises lors de demandes spéciales concernant

- la durabilité
- l'aptitude au service
- la répartition des fissures
- l'aspect de l'ouvrage.

Commentaire

Une classe d'exigences accrues est introduite. Cela donne une réglementation plus différenciée vis-à-vis de la seule subdivision en exigences normales et élevées.

De par l'absence d'une classe d'exigences accrues, un grand nombre de cas étaient par la force des choses soumis à 3 33 5.

Comparé au dimensionnement pratiqué jusqu'ici, cela a amené à un renforcement de l'armature sensiblement plus grand, spécialement pour les pièces de construction massives, telles qu'elles existent en génie civil. Une importance trop grande et non justifiée était donnée à la limitation de l'ouverture des fissures.

Des fissures d'une ouverture jusqu'à environ 0,5 mm n'étant pas traversées par de l'eau pouvant provoquer une corrosion inadmissible de l'armature, elles sont par conséquent tolérables du point de vue de la durabilité. D'autre part, des fissures traversantes d'une ouverture égale à environ 0,1 mm peuvent entraîner des infiltrations d'eau et, même dans le béton non fissuré, l'eau peut pénétrer à une profondeur de plus de 50 mm.

Si l'on cherche à atteindre une grande imperméabilité ou si, par exemple, on veut éviter l'infiltration d'eau salée dans le béton, une vérification de la fissuration selon 3 33 5 n'est pas suffisante du fait que celle-ci part d'une ouverture de fissures moyenne théorique de 0,15 mm et qu'il faut s'attendre à des ouvertures maximales de fissures de l'ordre de 0,25 mm. Il n'est pas non plus raisonnable de vouloir limiter l'ouverture des fissures par une armature renforcée. Dans ces cas, il vaut mieux protéger l'armature par d'autres mesures, par exemple par un étanchement de la surface de béton, par un revêtement de l'armature, etc. Cependant, il faut s'assurer d'un com-

portement élastique de l'armature à l'état d'utilisation afin de garantir une bonne répartition des fissures.

Paragraphe 3 33 23

Nouveau texte

Sévères: elles sont requises lorsque l'on souhaite limiter l'ouverture des fissures en raison de l'aptitude au service ou de l'aspect de la structure.

Commentaire

La vérification de la fissuration selon la figure 20 résulte d'une ouverture des fissures théorique moyenne d'environ 0,15 mm. De fortes dispersions peuvent apparaître dans l'ouvrage. L'ouverture maximale des fissures est d'environ 0,25 mm.

Si d'autres restrictions de la fissuration étaient convenues, les contraintes admissibles de la figure 20 peuvent être multipliées par le rapport entre la valeur 0,15 mm et la valeur de l'ouverture moyenne théorique des fissures; la contrainte de 260 N/mm² ne devra en aucun cas être dépassée. Du point de vue de la durabilité, des fissures qui ne risquent pas d'être traversées par de l'eau et d'une ouverture inférieure à environ 0,5 mm sont tolérables. Une limitation correspondant à une telle ouverture de fissure conduirait à un doublement des contraintes admissibles, tout en respectant encore la limite supérieure de 260 N/mm².

Paragraphe 3 33 24

Nouveau texte

Si on recherche une excellente étanchéité, les mesures supplémentaires définies sous 3 36 sont à appliquer.

Paragraphe 3 33 25

Nouveau texte

Si les agressions physiques ou chimiques sont importantes, on appliquera les mesures définies sous 3 37 ou 3 38.

Paragraphe 3 33 32

Nouveau texte

En cas d'exigences accrues, l'armature minimale doit être disposée suivant 3 33 4. De plus, un contrôle suivant 3 33 57 est nécessaire.

Commentaire

Avec cette vérification on garantit un

comportement élastique de l'armature à l'état d'utilisation.

Paragraphes 3 33 33, 3 33 34 et 3 33 35

Texte inchangé des paragraphes précédemment 3 33 32, 3 33 33 et 3 33 34, en remplaçant au paragraphe 3 33 33 «élevées» par «sévères».

Paragraphe 3 33 4

Commentaire

Ce paragraphe (Armature minimale propre à limiter l'ouverture des fissures) reste inchangé. Nous estimons nécessaire de rappeler la dernière phrase de l'article 3 33 44 qui est souvent oubliée dans l'application pratique: l'armature minimale peut être ignorée même aux hautes exigences ou choisie selon des critères propres à la construction lorsque la déformabilité libre est assurée.

Paragraphe 3 33 5

Nouveau titre

Contrôle de l'ouverture des fissures dues aux charges

Commentaire

Du fait qu'une vérification selon 3 33 57 est demandée pour des exigences augmentées, ce paragraphe ne concerne plus seulement les exigences élevées. Ce titre est donc changé.

Béton pompé et béton projeté

Paragraphe 5 11 4

Nouveau texte

Selon leur mise en œuvre, on distinguera les différents types de béton suivants:

- mise en œuvre usuelle (grue ou benne)
- béton pompé dans un tube fermé
- béton projeté, mis en œuvre et compacté par des lances; suivant la technique de projection, le mélange sera sec ou mouillé.

Commentaire

Lors de la mise à l'enquête de la norme SIA 198, il s'est avéré que de ne pas avoir défini le béton pompé ni le béton projeté rendait la compréhension difficile. Cet article comble donc cette lacune. Ces nouvelles définitions constituent une référence pour les autres normes et directives futures.

Pour le béton projeté il y a éventuellement lieu de créer des directives spécifiques, du fait que des définitions plus précises ne devraient pas être incluses dans la norme SIA 162.

Paragraphe 5 11 5

Texte inchangé du paragraphe précédemment 5 11 4.

Paragraphe 5 12 1

Texte complété

Le béton est classé et désigné d'après sa résistance à la compression ou, le cas échéant, selon des performances particulières requises; on prescrira de plus le dosage minimal de ciment. Le béton léger est en outre classé d'après sa densité. La classification se fera conformément aux indications du tableau 12 (p. 302).

Par résistance à la compression sur cube, on entend la valeur qui doit être atteinte après 28 jours. Par performances particulières on entend celles qui sont relatives à la mise en place et à l'aptitude au service. En utilisant du béton pompé ou projeté, on n'atteindra pas toujours certaines des valeurs visées au paragraphe 5 16 1.

Commentaire

Une nouvelle désignation du béton en fonction de sa mise en œuvre est introduite. Puisque les performances particulières relatives à la mise en œuvre sont données directement par l'exécution, les performances relatives à l'aptitude au service doivent être testées sur le béton durci selon certains critères d'essais.

Paragraphe 5 12 3

Nouveau texte

Pour le béton projeté, l'écart type de la résistance à la compression sur cube (établi au moyen de carottes) est normalement plus grand que 5 N/mm², en particulier lors de l'utilisation de mélanges secs; dès lors, on recherchera une valeur moyenne plus élevée. La valeur minimale est déterminante pour la vérification de la sécurité à la rupture (voir aussi paragraphe 5 13 17).

Commentaire

Pour le béton projeté, un écart type d'environ 7,5 N/mm² est à prendre en

considération. Par conséquent, une augmentation de la valeur moyenne visée est nécessaire pour obtenir la valeur minimale exigée pour la résistance à la compression sur cube. Malgré un écart type plus grand, les désignations selon 5 12 1 et 5 12 2 sont maintenues.

Paragraphes 5 12 4 et 5 12 5

Texte inchangé des paragraphes précédemment 5 12 3 et 5 12 4.

Paragraphe 5 14 26

Texte complété

Pour des bétons dont on attend des performances particulières (béton pompé par exemple) et pour des bétons apparents, il est conseillé de maintenir la fraction des fines, c'est-à-dire des composants dont le diamètre des grains est inférieur à 0,125 mm, ciment compris, au-dessus de 350 kg/m³.

Commentaire

Par une teneur légèrement plus élevée en fines, on garantit une meilleure consistance du béton pompé et on évite la ségrégation. De cette manière, la composition est adaptée à la mise en œuvre.

Paragraphe 5 15 1

Texte complété

On choisira la composition du béton, d'une part de manière à obtenir les propriétés requises du béton durci, et, d'autre part en sorte que l'on puisse, avec les moyens disponibles, transporter, mettre en place et vibrer le béton de manière irréprochable. *Le béton pompé doit normalement présenter la consistance molle définie au tableau 15 de la norme SIA 162/1.*

Commentaire

Bien qu'avec les méthodes de pompage modernes, il soit possible de pomper du béton relativement sec, une consistance plus molle permet une mise en œuvre de meilleure qualité, sans discontinuité.

Coffrages, cintres, échafaudages

Paragraphe 6 02 03

Texte modifié

Les coffrages et les cintres doivent être à même de supporter les sollicitations résultant du poids propre du

béton, compte tenu du déroulement des travaux, notamment des opérations de bétonnage.

[En outre, on tiendra compte des charges conventionnelles suivantes: une charge de 1 kN/m² répartie sur toute la surface ainsi qu'une charge de 20 kN répartie sur une aire de 1,5 × 1,5 m placée à un endroit quelconque. En règle générale, on calculera les coffrages verticaux sous une pression conventionnelle de 40 kN/m²; cette valeur sera majorée en cas d'utilisation de bétons fluides]. On tiendra compte de *charges concentrées éventuelles*, du tassement éventuel des fondations ainsi que des redistributions des sollicitations sur les cintres engendrées par les déformations de l'ouvrage (par exemple à la suite de la mise en pré-contrainte).

Commentaire

Les indications de charges spécifiques de cet article ne sont pas suffisantes en général et seront, de ce fait, supprimées. Les principes de base sont cependant conservés.

Les coffrages et cintres sont des supports temporaires qui doivent être mis en place dans les conditions difficiles d'un chantier et dans un temps très court. Des accidents sont le plus souvent dus à une stabilité globale insuffisante et à des excentricités initiales trop grandes. Du matériel déficient et de mauvaises liaisons sont souvent les causes principales d'une défaillance. De tels dégâts peuvent être évités grâce à une exécution soignée et des contrôles efficaces.

La situation de risque introduite par la norme SIA 160 (1989) est en principe aussi applicable aux coffrages et cintres. Il faut tenir compte de concentrations de charges imprévues, par exemple lors de bétonnage avec grue ou suite à un stockage de matériel sur un béton insuffisamment durci. Cette prescription est particulièrement importante si, pour être en accord avec les nouvelles générations de normes, on recherche une meilleure utilisation du matériel.

Jusqu'à présent, le dimensionnement des coffrages de dalles usuelles dans le bâtiment se faisait en utilisant la

méthode des contraintes admissibles, en admettant une charge utile d'environ 2 kN/m². Des méthodes de calcul basées sur cette théorie sont devenues usuelles. Dans la mesure où la CNA n'a pas connaissance de cas de dommages dus à une hypothèse de charge insuffisante, la pratique établie jusqu'à présent a fait ses preuves. Cette pratique s'accorde également avec les prescriptions étrangères. Par exemple, d'après la norme DIN 4421 [2], on calcule avec un poids propre du coffrage de 0,4 kN/m², un poids spécifique du béton de 26 kN/m³ et une charge utile répartie de 20% du poids du béton (cependant pas inférieure à 1,5 kN/m² et pas supérieure à 5 kN/m²). L'ACI Committee 347 [3] recommande une charge utile de 2,4 kN/m², respectivement 3,6 kN/m², si l'on utilise des bennes motorisées.

La pression du béton sur les coffrages des parois et des colonnes dépend principalement de la hauteur de bétonnage, de la vitesse de bétonnage ainsi que de la température du béton. Des pressions maximales de l'ordre de 100 kN/m² pour les parois, et de 150 kN/m² pour les colonnes peuvent se produire.

Bulletins de livraison des bétons d'usine

Paragraphe 6 07 1

Texte complété

On protégera le béton du dessèchement, de la pluie et du gel durant son transport. On *organisera* le mode et la durée de transport du béton et l'on *prévoira* sa composition et sa mise en œuvre, de manière à éviter tout risque de ségrégation ou de prise prématurée. *La composition du béton ainsi que le dosage effectif des adjuvants et ajouts (genre et proportion) doivent être indiqués sur le bulletin de livraison de l'usine livrant le béton.*

Commentaire

Le chiffre 7 5 rend les professionnels chargés de l'exécution (entrepreneurs) responsables, entre autres, du contrôle des matériaux et des adjuvants demandés et, suivant le chiffre 7 4, les responsables de la direction des travaux sont également tenus d'assurer

le contrôle des adjuvants ainsi que de leur autorisation. De plus, 5 14 42 impose que les adjuvants et ajouts ne puissent être utilisés qu'après accord. Aujourd'hui, une grande part du béton provient d'usines à béton et est transportée sur le chantier. La composition de ce béton, en particulier le dosage effectif de ces adjuvants, n'est souvent pas contrôlable. En conséquence, l'application des exigences décrites plus haut est rendue plus difficile, voire impossible. Pour cette raison, un certificat de composition est demandé, qui doit permettre une relation claire entre les signataires du contrat de livraison du béton. L'ordonnement de cette déclaration est tant dans l'intérêt du fournisseur que dans celui du client. Elle permet d'éviter des litiges et de peser les responsabilités de chacun en cas de désaccord. Elle s'accorde également avec les principes modernes de responsabilité, de la même façon que les directives de la Communauté européenne relatives à la garantie de produit, selon lesquelles, en cas de dommages, le producteur doit apporter la preuve de sa non-responsabilité.

La nouvelle obligation de déclaration implique des charges supplémentaires aux producteurs de béton. Jusqu'à l'introduction complète de cette règle, il faut s'attendre à certaines difficultés d'adaptation. Cette déclaration obligatoire pourra être remplie grâce aux nouveaux doseurs de masse commandés par microprocesseurs, dont la majorité des producteurs de béton sont aujourd'hui équipés; actuellement environ la moitié de cette production peut être réalisée de cette manière. Jusqu'à l'introduction complète de la déclaration obligatoire, le protocole de charge devra obligatoirement être pris en considération pour les sinistres, car il conserve à l'avenir sa signification en tant que preuve. La transition peut être facilitée en renforçant le dialogue entre les auteurs de projets, les entreprises exécutantes et les producteurs de béton. Tous ces intervenants ont un intérêt à s'assurer d'une qualité de matériau élevée et constante, satisfaisant à leurs exigences. Pour cela, il convient si possible de se limiter à l'emploi de

recettes standard éprouvées du producteur et faisant partie de son catalogue habituel. Les compositions spéciales souvent favorisées par les ingénieurs projeteurs devraient être réservées à des cas particuliers. En rapport avec le catalogue des sortes de béton élaborés par les producteurs, voici encore une précision relative au point 7 413: les responsables de la conduite des travaux devraient, dans ce cas, se convaincre de l'efficacité des adjuvants en collaborant avec les producteurs sur la base des examens réguliers du béton; dans la mesure où des pré-essais supplémentaires s'imposent, le dosage des adjuvants devrait être déterminé d'un commun accord entre les responsables des travaux et le producteur de béton. Dans ce cas également, l'obligation de prouver la qualité du béton et la responsabilité qui en découle reposent entièrement sur les responsables de l'exécution des travaux et le fournisseur du béton. Lors de la réception du béton, il faut admettre certaines adaptations du dosage effectif en fonction des conditions climatiques, de transport et de mise en œuvre. Ces adaptations sont effectuées par le producteur qui garantit que le béton fourni correspond aux caractéristiques prévues et à des exigences supplémentaires. Il ne faudrait en aucun cas profiter de la nouvelle obligation de déclaration pour refuser des livraisons de béton comprenant des faibles déviations du dosage effectif par rapport à la composition standard.

Par opposition au béton préparé à la centrale, le mélange effectué sur le chantier ne nécessite pas de déclaration explicite. Dans ce cas, l'entrepreneur est lui-même responsable de la qualité de son produit. En cas de dom-

mage, il est dans son propre intérêt de pouvoir justifier de la qualité de ses matériaux et d'établir un rapport comprenant les données caractéristiques permettant une assurance de qualité. Le maître de l'ouvrage attend de l'entrepreneur, dans le cadre du contrat, le respect de certaines exigences de qualité. Ainsi, les intérêts du maître de l'ouvrage peuvent-ils être assurés pour le béton produit sur chantier comme pour celui livré d'usine. Ce contrôle est réalisable, par exemple, sous la forme d'un journal de production signé par le machiniste et le responsable du chantier.

Remarques finales

Depuis son introduction en 1989, la norme SIA 162 a nécessité en pratique la correction de quelques paragraphes qui n'étaient pas tout à fait clairs, voire contestés. Dans la présente révision partielle [1], on a, dans une large mesure, pu tenir compte des demandes exprimées, en même temps qu'on a éliminé certaines erreurs d'impression.

En principe, une révision du paragraphe 3 4 (sécurité à la fatigue) est nécessaire. Cela s'est par exemple révélé indispensable, pour des vérifications des tabliers de ponts. En raison de la complexité de ce sujet et de son domaine d'application relativement restreint, la commission d'accompagnement SIA 162 a décidé de le traiter à part et de créer un groupe de travail spécialisé pour l'élaboration de propositions d'amélioration en vue d'une publication en 1994.

Tenant compte de l'importance croissante des Euronormes, on peut se demander si une révision de nos normes est encore justifiée. En effet, il existe déjà des prénormes européennes pour

le calcul des structures en béton armé et précontraint [4] et pour le béton en tant que matériau [5]. Jusqu'à l'introduction des normes européennes obligatoires, les normes SIA gardent cependant leur importance [6], ce qui justifie tout à fait les révisions actuelles.

Mis à part quelques modifications mineures, les commentaires du présent article correspondent aux explications publiées avec le projet soumis en consultation. Ces commentaires ont été élaborés par la commission d'accompagnement SIA 162 et rédigés par l'auteur cité en premier. Nous exprimons nos remerciements aux membres de la commission précitée et à tous les experts actifs lors de la mise en consultation pour leur collaboration et le grand nombre de propositions d'amélioration.

Références

- [1] Norme SIA 162, édition 1993 – «Ouvrages en béton», Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1993, 86 p.
- [2] DIN 4421, Ausgabe 1982 – «Traggerüste; Berechnung, Konstruktion und Ausführung», Deutsches Institut für Normung, Berlin, 18 p.
- [3] ACI 347 Report, reapproved 1984 – «Recommended Practice for Concrete Formwork», American Concrete Institute, Detroit, 1977, 37 p.
- [4] Prénorme européenne ENV 1992-1-1: 1991 – «Eurocode 2: Calcul des ouvrages en béton», Comité européen de normalisation, Bruxelles, 1992, 173 p. (disponible en Suisse avec préface nationale: SIA V 162.001, édition 1992)
- [5] Prénorme européenne ENV 206 – «Béton – Performances, production, mise en œuvre et critères de conformité», Comité européen de normalisation, Bruxelles, 1990, 26 p.
- [6] «Eurocodes und die Schweiz», *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Nr. 16-17, 19. April 1993, pp. 269-289

Changements à la présidence de sections et de groupes spécialisés

Groupe spécialisé pour l'aménagement du territoire et l'environnement (GAE): *Martin von Känel*, ing. civil, de Nussbaumen près Baden, remplace *Hans-Rudolf Spiess*, ing. civil, de Zurich, à la présidence depuis quatre ans.

Groupe des ingénieurs de l'industrie: *Moreno Molina*, Dr., ing., de Lugano, remplace *Jacqueline Juillard*, ing. chim.-phys., de Chambésy, qui a présidé le groupe depuis 1990.

Section argovienne: lors de l'assemblée générale du 8 mai 1993, *Linus Fetz*, ing., de Niederlenz, a été désigné pour succéder à *Werner Christen*, arch., de Rothrist, président de la section depuis quatre ans.

Section genevoise: depuis le 25 mars 1993, *Carlo Steffen*, arch., de Carouge, remplace *Ettore Conti*, ing. méc., de Versoix, qui a présidé la section de 1991 à 1993.

Un ingénieur suisse président de la FIDIC

Le 16 juin 1993, M. Ernst Hoffmann, ing. civil dipl. EPF/SIA, de Zollikoberg/ZH, est entré en fonction, pour une période de deux ans, à la tête de la Fédération internationale des ingénieurs-conseils (FIDIC), poste auquel il s'était vu nommer en juin 1992, à Madrid. Il remplace ainsi M. Geoffrey Coates, le président sortant de nationalité britannique.

Nous tenons à féliciter ici Ernst Hoffmann de cette brillante élection et sommes bien conscients des importantes responsabilités que lui confère sa nouvelle position pour l'avenir de nos bureaux d'études, puisqu'il s'agit, au niveau mondial, d'imposer le principe selon lequel le choix d'un ingénieur-conseil indépendant doit se faire sur la base de ses qualifications et de son expérience et non d'après ses prétentions d'honoraires. Convaincus que nos intérêts seront on ne peut mieux représentés durant les deux ans à venir, tous nos vœux de succès

accompagnent le nouveau président dans les tâches qui l'attendent.

Caspar Reinhart,
secrétaire général de la SIA

Prix Henri-Courbot 1993: un auteur suisse récompensé

Créé en 1982, le prix Henri-Courbot distingue tous les deux ans un livre remarquable et récent qui, par ses qualités, contribue à la formation et au perfectionnement des ingénieurs des professions du bâtiment, des travaux publics ou des industries et services connexes.

Cette année, le prix spécial du jury 1993 a été remis, le 15 juin à Paris, à M. Michel Dysli, ing. civil EPF/SIA et responsable de la recherche appliquée au Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL, pour son ouvrage intitulé «Le gel et son action sur les sols et les fondations», publié aux Presses polytechniques et universitaires romandes en 1991.

Ce livre concerne essentiellement les régions du globe soumises à des climats tempérés à froids, à l'exclusion des climats très froids de l'Arctique ou de l'Antarctique. Il donne tout d'abord quelques éléments de climatologie, puis analyse les propriétés et les mécanismes des sols liés au gel. L'action de ce dernier sur les sols est ensuite analysée en détail sur un plan pratique comme théorique. La fin de l'ouvrage traite du dimensionnement au gel des ouvrages du génie civil et comprend de nombreux exemples.

Association suisse de l'éclairage: un architecte SIA à la présidence

L'assemblée générale de l'Association suisse de l'éclairage (SLG) a élu M. Michel Joye, arch. dipl. EPF/SIA comme nouveau président. Délégué de la SIA au comité de la SLG et vice-président de l'association depuis 1982, Mi-

chel Joye est architecte indépendant avec des bureaux à Genève et Fribourg.

Organisation spécialisée compétente pour toutes les questions techniques, scientifiques et de normalisation relatives à l'éclairage (intérieur et éclairage public), la SLG représente la Suisse dans les organisations internationales correspondantes, notamment la CIE (Commission internationale de l'éclairage) et la CEN (Commission européenne de normalisation).

Premier Suisse romand à se voir nommer à la présidence, Michel Joye remplace M. Peter Blaser, qui a assumé cette fonction avec beaucoup de discernement et d'engagement durant 12 ans. Le nouveau vice-président est M. Kurt Spielmann, chef de section à l'Office des constructions fédérales.

Association suisse de l'éclairage SLG, Postgasse 17, 3011 Berne, tél.: 031/21 22 51 (dès le 25.9.93: 031/312 21 55)

SIA Vaudoise

Candidatures

M. *Jean-François Klein*, ingénieur civil diplômé EPFL en 1985 (Parrains: MM. René Walther et Jean-Claude Badoux)

M^{me} *Maria-Christiane Loerks*, architecte diplômée EPFL en 1988 (Parrains: MM. Jean-Pierre Lavizzari et Nguyen Le Tuan)

M^{me} *Sylvie Loth*, géologue diplômée Université de Lausanne en 1988 (Parrains: MM. Aurèle Parriaux et Jean Norbert)

M. *Thomas Rotzler*, architecte diplômé EPFL en 1989 (Parrains: MM. Vincent Mangeat et Roger Diener)

M. *Patrik Zeiter*, ingénieur en science des matériaux diplômé EPFL en 1993 (Parrains: MM. Mohamed Amieur et Michel Joye)

Nous rappelons à nos membres que, conformément à l'article 10 des statuts de la section, ils ont la possibilité de faire une opposition motivée, *par avis écrit au comité de la section, dans un délai de 15 jours.*

Passé ce délai, les candidatures ci-dessus seront transmises au Comité central de la SIA à Zurich.