Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 115 (1989)
Heft: 24

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: 22.05.2025

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

Principes et contenu de la norme SIA 160 «Actions sur les structures porteuses»

PAR MANFRED A. HIRT, LAUSANNE

1. Genèse

Les normes de structures, mises en vigueur par la SIA en 1956, se fondaient toutes sur un même principe de dimensionnement, à savoir le calcul des contraintes avec la théorie de l'élasticité et la *vérification à l'aide des contraintes admissibles.* Ces contraintes admissibles étaient d'ailleurs fonction de combinaisons de charges et on distinguait entre charges principales et complémentaires.

Les normes SIA 162 (1969) et SIA 161 (1974) apportaient un certain nombre de changements. Mais une *nouvelle base de dimensionnement* était introduite, plus tard seulement, avec les directives SIA 162/34 et 162/35 de 1976, concernant la résistance à la rupture des structures en béton, et avec la norme SIA 161 (1979), concernant les constructions métalliques. Il s'agissait de la vérification fondée sur la résistance ultime, soit en section, soit d'une barre ou encore de toute la structure. Ce calcul, tenant compte de la plastification, permet une meilleure utilisation des matériaux et garantit une sécurité de la structure porteuse plus uniforme.

Cependant, la norme SIA 160 concernant les charges, même celle révisée en 1970, ne répondait plus au besoin de la vérification fondée sur la résistance ultime. Cette norme ne donnait pas les valeurs correspondant aux conditions ultimes. De plus, la vérification de la structure porteuse en service n'était pas réglementée dans la norme SIA 160.

La Commission centrale des normes (CCN) de la SIA, constatant ces lacunes, mandatait une nouvelle commission pour préparer une révision totale de la norme SIA 160. Le travail commençait au début de l'année 1980 avec les exigences de base suivantes:

- créer une nouvelle norme de charges applicable à tous les matériaux de construction et aux différentes structures porteuses;
- encourager la réflexion au stade du projet et la communication entre les différents spécialistes;
- distinguer clairement entre sécurité et aptitude au service;
- décrire d'une façon claire et aussi complète que possible les différentes charges et actions sollicitant une structure porteuse.

Un travail important de préparation avait déjà été accompli par la Commission SIA 260 (instruction pour les commissions de norme de la SIA concernant la sécurité et le comportement en service des structures porteuses). D'autres exigences venaient encore se greffer sur celles citées ci-dessus du fait du développement de normes internationales et pour tenir compte des résultats des deux journées de coordination des normes, organisées par la CCN en 1986 et 1987 à Lucerne.

La norme SIA 160 (1989) a été acceptée le 18 novembre 1988 à Berne par l'assemblée générale de la SIA. L'acceptation quasi unanime, avec seulement une opposition et deux abstentions sur environ 150 voix, montre la volonté des ingénieurs et architectes que soit introduite la nouvelle génération des normes.

2. Principes de la norme

2.1 Importance du dialogue

La nécessité d'encourager la communication entre les différentes personnes responsables d'un projet est illustrée par l'organigramme de la figure 1. Cet organigramme place en haut à droite le maître de l'ouvrage et ses exigences vis-à-vis de la construction envisagée. A gauche, nous trouvons l'architecte et l'ingénieur avec les compétences professionnelles nécessaires pour le projet et la planification de l'exécution.

Le *dialogue* entre le maître de l'ouvrage et l'architecte, l'ingénieur et d'autres spécialistes engagés permet l'établissement du *plan d'utilisation.* Connaissant les intentions quant à l'utilisation prévue de l'ouvrage ainsi que les exigences du maître de l'ouvrage, les différents états d'utilisation peuvent être inventoriés.

Une seconde étape est l'établissement du *plan de sécurité.* Ce plan comporte en particulier les réflexions concernant les *situations de risque* découlant de l'utilisation prévue. Mais l'ingénieur doit également inclure dans ses réflexions les autres risques, comme par exemple ceux ayant trait aux actions naturelles (vent, neige, etc.) et aux actions accidentelles (choc, incendie, etc.).

Afin de garantir la sécurité exigée par la norme, différentes mesures sont possibles. Une de ces mesures est représentée par le calcul, dont la case, dans l'organigramme, indique la dis-

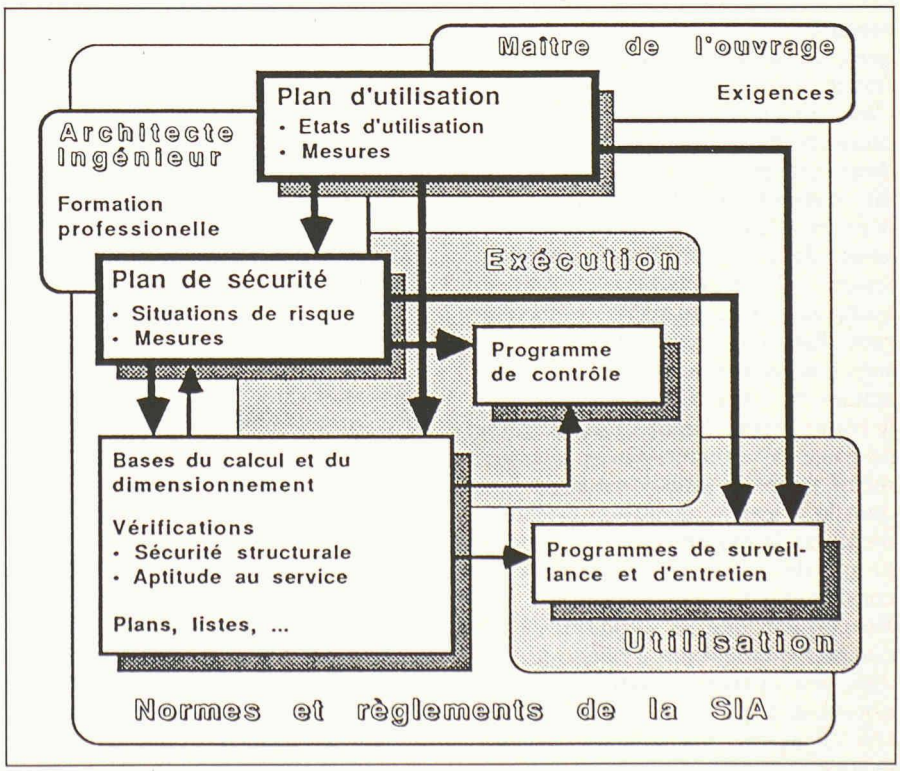

Fig. 1 – Plans de sécurité et d'utilisation et leurs influences.

tinction faite entre vérification de la sécurité structurale et vérification de l'aptitude au service.
D'autres étapes sont montrées schématiquement dans la figure 1, à savoir le programme de contrôle pour l'exécution de l'ouvrage et les programmes de surveillance et d'entretien contenant les mesures garantissant l'utilisation correcte de l'ouvrage et son bon comportement durant la durée d'utilisation prévue.
A partir de ce qui précède, nous constatons la grande importance qu'il y a à établir des plans d'utilisation et de sécurité. Il convient d'en répéter les deux buts:
- l'aptitude au service, caractérisée par les exigences du maître de l'ouvrage, et les mesures à mettre en œuvre afin de garantir le bon comportement de l'ouvrage;
- la sécurité, caractérisée par les situations de risque, et les mesures à prendre afin de garantir en priorité la sécurité des personnes.

2.2 Situations de risque

Cette expression met en évidence le fait qu'une situation peut devenir critique pour la sécurité d'un ouvrage et, par conséquent, représenter un danger pour la vie des personnes. Une situation critique peut se présenter sous l'effet d'une charge (charge utile, charge de trafic, neige, etc.) dont la valeur est extrême et la position défavorable. Une situation critique peut aussi être due à un événement exceptionnel (séisme) ou accidentel (choc, déraillement). De plus, la résistance de l'ouvrage peut être à la source d'une situation critique, notamment dans les cas où la résistance est réduite par exemple à cause des actions chimiques, de la fatigue ou d'une rupture fragile.
Chaque situation de risque – il y en a plusieurs pour chaque ouvrage – est donc caractérisée par un *risque* qu'on dit *prépondérant.* En même temps, d'autres phénomènes peuvent intervenir, dont l'intensité est cependant fonction de la probabilité de leur simultanéité avec le risque prépondérant. Par conséquent, leur valeur ne sera pas maximale. Par exemple, les actions dues à la neige peuvent devenir le risque prépondérant en cas de chute de neige exceptionnellement forte. En même temps, il peut y avoir du vent dont la valeur ne dépassera probablement pas la moyenne. Enfin, le poids propre de la structure porteuse est à considérer dans chaque cas.
Remarquons que les situations de risque ne se limitent pas à celles qui sont dues aux charges et actions conventionnelles décrites dans la norme SIA 160. D'autres phénomènes peuvent devenir critiques, comme par exemple une source d'eau pour la résistance au glissement, un changement du niveau de la nappe phréatique pour le soulèvement, ou encore des chutes de pierres pour une structure servant à la protection d'une voie de communication. Enfin, il ne faut pas oublier qu'un risque important est créé par le manque de réflexion ou surtout par les problèmes de communication entre les différentes personnes responsables d'un projet.
La nature très variée des différents risques met en évidence qu'il n'est *pas possible de garantir la sécurité par le seul moyen du calcul.* D'autres moyens sont à envisager en fonction de la situation de risque étudiée.
Pour ce qui est du calcul décrit au chapitre 3 de la norme SIA 160, le risque prépondérant est représenté par une *action prépondérante.* Les actions présentes en même temps sont appelées *actions concomitantes.* Enfin, le *poids propre de la structure porteuse* est à considérer en même temps.

2.3 Calcul, dimensionnement et vérifications

Le calcul représente une des mesures importantes pour garantir la sécurité et l'aptitude au service.
Pour la *vérification de la sécurité* d'une structure porteuse, on compare l'effet des actions à la résistance:

$$S_d \leq R_d$$

La valeur de dimensionnement S_d due aux actions peut être obtenue à l'aide des valeurs données dans la nouvelle norme SIA 160 (1989), tandis que la valeur de dimensionnement de la résistance R_d est (ou sera) définie dans les différentes normes de construction. Etant donné que le but de la vérification est la sécurité structurale, la valeur de dimensionnement S_d doit logiquement être une valeur extrême.
En ce qui concerne la *vérification de l'aptitude au service,* il s'agit de sollicitations qui ont une forte probabilité d'être présentes en service. Selon les exigences à remplir, il peut s'agir de valeurs de longue ou de courte durée. La vérification par un calcul s'effectue en général sous la forme suivante:

$$f(S_{ser}) \leq f_{lim}$$

Les valeurs limites sont données dans la norme SIA 160 ou dans les différentes normes de construction, ou encore, il peut s'agir de valeurs convenues avec le maître de l'ouvrage ou ses représentants.
Par conséquent, les valeurs des actions sont indiquées de manière différente:
- pour la vérification de la sécurité, par leurs valeurs extrêmes qui sont obtenues concrètement par la valeur représentative Q_r multipliée par un facteur de charge γ;
- pour la vérification de l'aptitude au service, par leurs valeurs probables Q_{ser} qui sont données directement dans la norme SIA 160.

Il convient de répéter qu' il s'agit de deux groupes de valeurs différentes ayant pour but une vérification différente. Dès lors, ces valeurs ne doivent pas être confondues ni mélangées.

2.4 Actions

Un travail important et approfondi a été entrepris pour contrôler et adapter les valeurs numériques des charges et actions.
Plusieurs types d'actions ont été nouvellement définis et des valeurs numériques ont été déterminées afin de combler des lacunes. Ce travail a été effectué par 9 groupes de travail réunissant un total de 50 personnes, spécialistes de leurs domaines respectifs.
La norme SIA 160 décrit 19 actions différentes selon la démarche suivante:
- *les principes,* donnant les hypothèses principales ainsi que des explications concernant la modélisation et les limites d'application;
- *les mesures,* notamment dans le cas des actions accidentelles où d'autres mesures que le calcul sont possibles et à recommander;
- *la sécurité structurale,* donnant toutes les indications concernant la valeur numérique de Q_r;
- *l'aptitude au service,* décrivant les charges de service $Q_{ser,\ court}$ et $Q_{ser,\ long}$ pour autant qu'elles existent;
- *la sécurité à la fatigue,* définissant le cas échéant la valeur Q_{fat} pour cette vérification;
- *des coefficients,* par exemple coefficients dynamiques ou coefficients de forme regroupant des valeurs numériques utilisables pour un ou plusieurs groupes d'actions.

3. Contenu de la norme

Chapitre 0: champ d'application
Il convient de souligner que la structure porteuse se compose de tous les éléments de construction nécessaires à la stabilité et au maintien de la forme d'un ouvrage. De plus, les éléments des revêtements extérieurs, des aménagements et des équipements ainsi que leurs fixations sont également à inclure dans les considérations de sécurité si leur défaillance peut mettre en danger la vie des personnes.
Les principes de la norme s'appliquent également aux structures porteuses lors du montage, lors de changements d'affectation ainsi que lors de transformations. En plus, les mêmes principes sont applicables pour les structures provisoires ou temporaires ainsi que pour les structures spéciales telles que les serres; toutefois, des mesures

particulières peuvent être envisagées pour ces constructions.

Chapitre 1: terminologie

Ce chapitre contient d'abord la définition des actions en distinguant:
- le poids propre de la structure porteuse
- les actions permanentes
- les actions variables
- les actions accidentelles.

Il contient ensuite la liste des notations. Les notations comprennent celles spécifiques à la norme SIA 160 ainsi que les notations communes aux normes de structures. Ces notations sont, à très peu d'exceptions près, identiques aux notations proposées dans les nouvelles normes internationales.

Chapitre 2: sécurité et aptitude au service

Ce chapitre présente les principes à suivre pour les premières étapes lors de l'établissement d'un projet. Le contenu du plan de sécurité y est exposé, ainsi que celui du plan d'utilisation. Ces plans servent de documents de référence pour le calcul, le dimensionnement et le choix des dispositions de construction, ainsi que pour les programmes de contrôle, de surveillance et d'entretien comme le montre schématiquement la figure 1.

Rappelons que ces documents veulent stimuler la réflexion avant le calcul et garantir que la communication entre les différents participants à la construction soit assurée.

Chapitre 3: calcul, dimensionnement et vérifications

Ce chapitre présente de manière détaillée les deux vérifications à effectuer. D'abord, la *vérification de la sécurité structurale* qui est à effectuer avec la valeur de dimensionnement de la sollicitation S_d. Pour chaque situation de risque, cette sollicitation est obtenue avec:
- la valeur de dimensionnement du poids propre de la structure porteuse
- la valeur de dimensionnement de l'action prépondérante
- la somme des actions concomitantes pouvant se présenter simultanément avec l'action prépondérante.

Les facteurs de charge sont:
- γ_G applicable au poids propre de la structure porteuse
- γ_Q applicable à l'action prépondérante
- ψ applicable aux actions concomitantes.

Les valeurs numériques de ces facteurs sont données au chapitre 3. Les facteurs γ_G et ψ servent à multiplier les valeurs représentatives Q_r des différentes actions qui sont définies dans le chapitre 4 de la norme SIA 160.

Le chapitre 3 contient des valeurs indicatives pour la *vérification de l'aptitude au service*. Ces valeurs sont définies pour le calcul des déformations et des vibrations ou oscillations, en fonction des objectifs de la vérification. Les valeurs indicatives sont à considérer comme des valeurs limites si d'autres valeurs n'ont pas été convenues dans le plan d'utilisation.

La *vérification de la sécurité à la fatigue* est ensuite décrite d'une façon séparée, bien que faisant partie de la vérification de la sécurité comme le titre l'indique. Son application reste en général limitée aux structures sollicitées par des charges routières, ferroviaires ou de ponts roulants. Cette vérification est à effectuer en tenant compte des indications des normes de construction à cause de la relation particulière qui existe entre sollicitations et résistance à la fatigue.

Chapitre 4: actions

Ce chapitre représente la majeure partie de la norme. Il est structuré selon un système à tiroirs où chaque tiroir contient une action.

Rappelons que chaque tiroir est subdivisé en différents compartiments:
- principes
- mesures
- sécurité structurale
- aptitude au service
- sécurité à la fatigue
- coefficients.

Selon l'action considérée, un ou plusieurs compartiments peuvent être vides.

Les valeurs numériques pour la vérification de la sécurité structurale sont données par la valeur représentative Q_r. Ces valeurs ne sont pas à confondre avec les valeurs de service Q_{ser}. Dans les cas où ces deux types de valeurs sont réunis dans un même tableau, une couleur d'impression différente permet de les distinguer facilement.

Annexes

Nouveauté dans la norme, l'annexe A3 contient des cartes de la Suisse pour la détermination des actions dépendant fortement de la région, soit les actions dues à la neige, au vent et aux séismes. Les tableaux de coefficients pour les actions dues au vent se trouvent à l'annexe A2. Dans l'annexe A1, des valeurs numériques des charges volumiques sont proposées pour les matériaux, les marchandises, les couvertures et les revêtements le plus couramment utilisés.

4. Récapitulation

Il convient de rappeler les apports nouveaux les plus importants, introduits avec la nouvelle génération des normes de structures de l'année 1989:
- avant tout calcul, une réflexion doit se faire afin d'établir les exigences d'un ouvrage en service, d'en déduire les états d'utilisation et de s'imaginer les situations de risque possibles;
- ces réflexions, ainsi que les mesures à prendre, sont à retenir par écrit dans les plans d'utilisation et de sécurité (voir chap. 2 de la norme SIA 160). Ces plans servent également à la communication entre les différentes personnes responsables d'un projet;
- le calcul représente une des mesures pour garantir la sécurité structurale et l'aptitude au service; le chapitre 3 de la norme SIA 160 donne des détails sur ces deux vérifications;
- les valeurs numériques des actions sont indiquées au chapitre 4 de la norme SIA 160 selon un système à tiroirs, où chaque tiroir est représentatif d'une action;
- pour la vérification de la sécurité structurale, les actions sont données par leur valeur représentative, ou directement par leur valeur de dimensionnement pour les actions accidentelles;
- pour la vérification de l'aptitude au service, les valeurs de courte et de longue durée sont indiquées.

En guise de conclusion, remarquons que l'importance donnée à la réflexion est certes nouvelle dans la norme SIA 160 mais qu'elle devrait servir à mieux cerner les questions importantes et par là à réduire le nombre de vérifications et calculs de moindre importance. Les principes introduits sont ceux qui sont ou seront en vigueur au niveau international.

Adresse de l'auteur:

Manfred A. Hirt, professeur
Ecole polytechnique fédérale
de Lausanne
ICOM – Construction métallique
GC – Ecublens
1015 Lausanne

Principes de base de la norme SIA 162 «Ouvrages en béton»

PAR RENAUD FAVRE, LAUSANNE

1. Analogies avec les normes européennes

Il est notoire que dans les pays de la CE et de l'AELE, les normes européennes jouent un rôle croissant qui va devenir déterminant d'ici quelques années. L'Eurocode II concernant les structures en béton est déjà opérationnel et va entrer en vigueur en Europe à la fin de 1992. Il est fondé sur le *Code-Modèle CEB* de 1978 et ajusté entre autres aux derniers travaux du CEB. Ceux-ci seront concrétisés par un nouveau code-modèle dont une première version devrait paraître en 1991, de nature plus généraliste que l'Eurocode qui, lui, a la fonction d'un document contractuel.

Les grands principes des codes européens datent de 1964 et ont été enfin adoptés pour la nouvelle génération des normes de structures de la SIA:

- séparation systématique des vérifications en
  - une vérification de la sécurité structurale
  - une vérification de l'aptitude au service;
- adoption de deux niveaux de charge
  - un niveau pour la sécurité structurale
  - un niveau pour l'aptitude au service.

Le niveau ① dans la figure 1 correspond au niveau réel des charges d'où découlent des sollicitations S qui permettent de vérifier l'état de service et l'aptitude de la structure à s'y comporter convenablement.

Le niveau ② est un niveau intermédiaire obtenu à partir des charges réelles par majoration avec des facteurs partiels de charge (par exemple 1,3 et 1,5). Ce niveau ② découle de raisonnements semi-probabilistes où les charges sont majorées par des facteurs partiels de charge et les résistances diminuées par des facteurs partiels de résistance. Réalisons que ce niveau intermédiaire est fictif puisqu'il ne peut pas être reproduit dans la réalité par un essai en laboratoire.

Le niveau ③ correspond à un niveau de charge obtenu à partir d'un coefficient global de majoration, par exemple 1,8 dans l'ancienne norme SIA de 1968. Il avait l'avantage d'être reproductible en laboratoire ou éventuellement *in situ* par augmentation de la charge jusqu'à la rupture. Mais il ne correspondait pas à la philosophie du CEB, ne permettant pas l'introduction de facteurs de charge différents suivant la nature de la charge et de facteurs différents pour le calcul de la résistance. Ainsi la nouvelle norme SIA 162 opère-t-elle avec une valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_c qui vaut:

$$0{,}65 \cdot f_{cw,\min}$$

avec:

$f_{y,\min}$ pour l'acier et un facteur de résistance $\gamma_R = 1{,}2$

Une des raisons pour lesquelles la norme SIA 162 a adopté les grands principes des codes européens tient à la volonté d'initier l'ingénieur suisse à cette mentalité. A elle seule, l'adoption de la terminologie internationale (ISO) va exiger une grande dose d'adaptation de la part de notre profession. Mais c'est, je pense, le seul moyen de nous obliger à rester dans le vent et à ne pas continuer à nous isoler dans une terminologie et une philosophie différentes. Notre génie propre s'est tout de même largement fait sentir. Je pense que dans bien des cas, notre particularisme n'entraînera pas d'inconvénients majeurs. Sachons toutefois qu'en Europe, au lieu d'une résistance diminuée, par exemple M_R/γ_R, on parle d'une résistance de dimensionnement:

$$R_d = R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}\right)$$

qui découle uniquement de facteurs γ_m relatifs aux divers matériaux et où le facteur γ_R n'intervient pas.

Une autre différence provient de la définition de la résistance à la compression du béton. En Europe on définit une valeur dite caractéristique

$$f_{ck} = f_{cm} - 1{,}64 \cdot 5 \text{ N/mm}^2 = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2$$

basée sur un fractile de 5%, d'où le facteur 1,64 par lequel il faut multiplier l'écart type admis à 5 N/mm². En Suisse, nous avons admis un fractile de 2% qui correspond à la valeur moyenne, moins 2 fois l'écart type:

$$f_{ck}\ (\text{SIA } 162) = f_{cw,\min} = f_{cwm} - 2{,}0 \cdot 5 \text{ N/mm}^2 = f_{cwm} - 10 \text{ N/mm}^2$$

Ainsi est née notre désignation des types de béton par B30/20, B35/25, B40/30, etc., où le premier chiffre représente la résistance moyenne sur cube f_{cwm} et le second la valeur dite minimale $f_{cw,\min}$ qui en fait correspond à une probabilité d'occurrence de 2%.

2. Principes généraux

(Voir SIA 162, § 3.1)

Les vérifications exigées concernent, comme nous venons de le voir, la sécurité structurale et l'aptitude au service. Il est essentiel de réaliser que les actions sont différentes pour ces deux vérifications.

Pour les actions dues aux charges, on se référera à la norme SIA 160.

En ce qui concerne la précontrainte, elle intervient en tant qu'action pour la vérification de l'aptitude au service. Une façon simple et intuitive d'introduire ces actions consiste à introduire les charges équivalant à l'effet de la précontrainte (fig. 2).

Remarquons que ces charges sont indépendantes du système statique. Dans la figure 2 sont indiqués deux câblages types agissant sur un tronçon de poutre de longueur l, par exemple la portée d'une poutre continue.

Pour la sécurité structurale, la précontrainte sera prise non pas comme action mais comme résistance (à part les cas évoqués à l'art. 3 13 25) pour autant que la capacité de déformation, c'est-

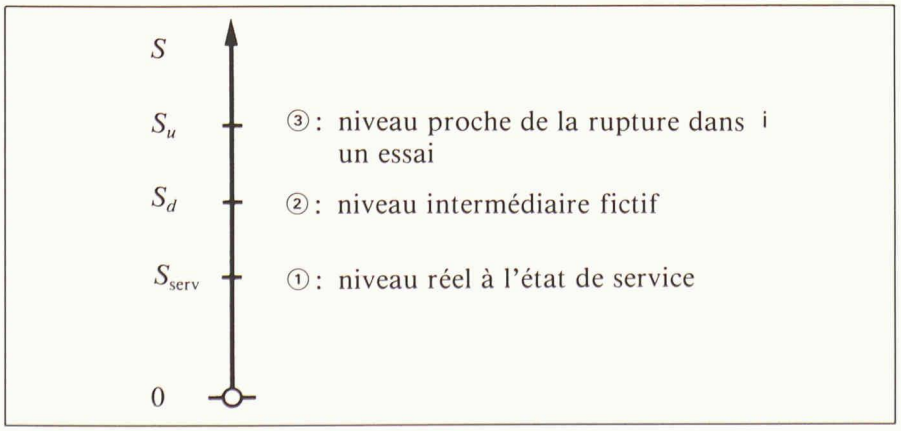

Fig. 1. - Niveaux de charge conduisant aux sollicitations S.

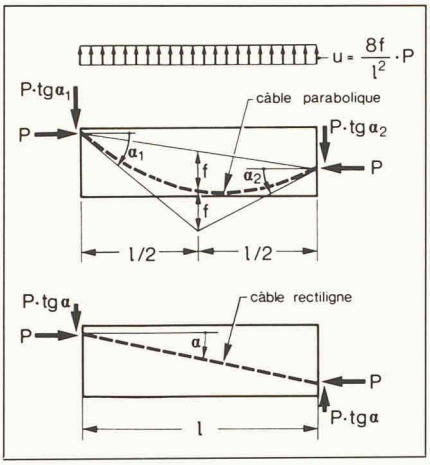

Fig. 2. - Charges équivalant à la précontrainte.

à-dire la ductilité, est suffisante (art. 3 13 24), ce qui est très souvent le cas. Ainsi le moment hyperstatique (qui provient des charges équivalentes) disparaît et seule intervient la contribution de la précontrainte à la résistance, par exemple dans le calcul de M_R. Pour l'effort tranchant, la contribution à la résistance est donnée par (art. 3 24 209):

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

Cette contribution est analogue pour le poinçonnement (art. 3 25 414; voir fig. 3).

Les actions dues aux déformations imposées ou entravées peuvent, en général, être négligées pour la vérification de la sécurité structurale (art. 3 13 33). Pour l'aptitude au service (art. 3 13 32), on pourra souvent se passer d'en évaluer les sollicitations et se contenter de disposer une armature minimale. Néanmoins, il y aura bien des cas (bétons d'âges différents, structures mixtes, ouvrages importants) où une prise en compte explicite de ces sollicitations sur la fissuration et la déformation sera indispensable.

3. Sécurité structurale

(Voir SIA 162 § 3.2)

La sécurité structurale se vérifie à partir de la condition:

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

S_d représente la sollicitation qui résulte des charges majorées par des facteurs de charge comme indiqué dans la norme SIA 160. S_d est donc une valeur de dimensionnement et correspond au niveau ② de la figure 1. R est la résistance ultime qui contient toutefois déjà des minorations concernant les matériaux. Par exemple pour la résistance à la compression du béton, R doit être calculée avec:

$$f_c = 0{,}65\, f_{cw,\,\min}$$

comme indiqué au § 3 23 12.

S'il s'agit de flexion pure, la sollicitation est un moment de flexion et la résistance est représentée par la résistance ultime à la flexion et on écrit alors la condition ci-dessus sous la forme:

$$M_d \leq \frac{M_R}{\gamma_R}$$

De manière analogue, dans le cas de l'effort tranchant, on a:

$$V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_R}$$

Il y a des cas où il faut faire intervenir simultanément différentes sollicitations, par exemple N et M dans une colonne ou m_x, m_y et m_{xy} dans une dalle.

Il faut ici signaler avec insistance que l'ingénieur doit interpréter avec circonspection l'inégalité $S_d \leq R_d/\gamma_R$. Il ne faudra pas nécessairement et toujours en faire une égalité avec $R_d = \gamma_R \cdot S_d$.

Le problème n'est pas abordé explicitement dans nos normes mais il apparaît dans les notions de situation de risque et plan de sécurité. Comme mentionné au § 2 22, l'ingénieur devra considérer des exigences particulières telles celles provenant de «l'exposition de l'ouvrage aux conditions climatiques ainsi qu'aux actions agressives éventuelles (sic)». L'ingénieur devra bien réfléchir s'il n'y a pas lieu d'augmenter la résistance par rapport à l'exigence minimale $R_d = \gamma_R \cdot S_d$, par exemple pour le dimensionnement de balcons d'un immeuble exposés aux intempéries. En fait, si on traite les dalles à l'intérieur de l'immeuble avec les mêmes critères de sécurité que les balcons, c'est qu'on admet implicitement qu'il n'y a pas de problème de durabilité (corrosion, gel) pour le béton armé des balcons. Vient s'ajouter à cela la probabilité accrue pour l'armature supérieure d'un balcon d'être mal positionnée (trop haut: corrosion, trop bas: bras de levier!) de sorte qu'il me semble raisonnable d'y accroître la sécurité.

D'une manière générale, l'égalité $R_d = \gamma_R \cdot S_d$ présuppose qu'il n'y aura pas de diminution de la résistance avec le temps.

Un autre aspect à considérer émane du risque encouru en cas de défaillance. Si un effondrement a des conséquences très graves et risque de nuire à la sécurité publique, des sécurités plus grandes ou des dispositifs diminuant le risque sont à prévoir. De tels raisonnements ont été explicités dans la norme SIA 191 «Tirants d'ancrage» où sont indiqués dans les tableaux 5 et 6 des coefficients de sécurité fonction du degré de risque et de la durée prévue pour l'ancrage.

Ces raisonnements se trouvent également dans les codes européens et japonais. On y trouve, au lieu de l'exigence SIA (avec $R_d = R/\gamma_R$):

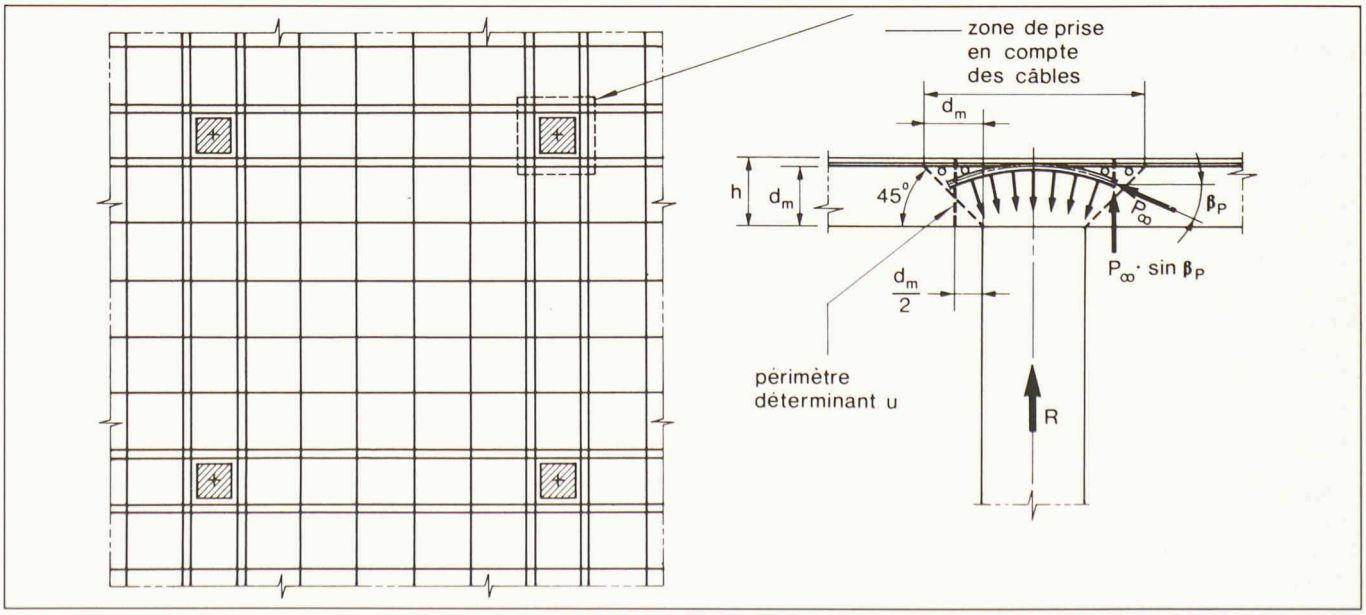

Fig. 3. - Contribution de la précontrainte à la résistance au poinçonnement.

$$\frac{R_d}{S_d} \geq 1$$

une exigence plus nuancée qui s'écrit:

$$\frac{R_d}{S_d} \geq \gamma_i$$

avec:

$\gamma_i \geq 1$: facteurs relatifs à l'importance et à la durabilité de la structure ainsi qu'au risque pour la société

Il semble utile de faire encore deux remarques au sujet du § 3 24 59 de la norme où sont donnés des diagrammes pour le dimensionnement, dans les cas courants, de colonnes de bâtiment soumises à des efforts normaux «à peu près centrés».

La première remarque concerne l'hypothèse de $h'/h = 0{,}1$. Pour des colonnes minces, par exemple $0{,}20 \times 0{,}20$ m, avec un grand enrobage et une forte armature, ce rapport peut facilement être supérieur. La colonne aura alors une résistance plus faible, surtout pour de grands élancements.

En ce qui concerne la limitation au cas d'efforts normaux «à peu près centrés», l'ingénieur devra être prudent dans son appréciation forcément intuitive. L'absence de moments notables peut être envisagée pour des colonnes intérieures, pas trop éloignées d'un noyau raidisseur et dans le cas où des charges importantes non uniformes, par exemple en damier, ne sont pas à prévoir. Dans la plupart des cas, les colonnes, de bord et d'angle, auront des déformations imposées, donc des moments tels que ces diagrammes ne seront pas valables. Les étriers plus denses aux extrémités des colonnes devront fretter le béton et une vérification de l'aptitude au service concernant la fissuration et le risque d'éclatement du béton d'enrobage devra être effectuée.

4. Aptitude au service

(Voir SIA 162 § 3.3)

Ce chapitre de la norme est un élément totalement nouveau et a engendré bien des discussions parmi les membres de la commission de norme. Il est pour l'essentiel fondé sur les travaux du CEB qui ont, de leur côté, été influencés ces dernières années par les contributions suisses. Les discussions pour la norme SIA 162 ont moins porté sur les principes et méthodes de vérification que sur la nécessité ou non de les présenter dans une norme et de les rendre obligatoires.

Les vérifications exigées par nos normes sont quelque peu moins contraignantes que celles du CEB et laissent une plus grande marge de manœuvre à l'ingénieur. Néanmoins, bien des indications concrètes y sont données qui témoignent de la volonté de créer des règles de jeu bien définies. Les deux problèmes majeurs concernent la fissuration et les déformations. Pour la fissuration, il a été pudiquement évité de nommer explicitement des grandeurs d'ouverture des fissures, car on sait que, dans un ouvrage, elles varient avec une dispersion énorme et qu'il faut à tout prix éviter d'incriminer un ingénieur seulement sur la base de telle ou telle fissure apparemment trop ouverte.

Néanmoins, il faut être conscient que des valeurs concrètes d'ouverture des fissures sont à la base des indications de la norme, tant au § 3 33 42 concernant l'armature minimale qu'au § 3 33 53 concernant les fissures dues aux charges de longue durée en cas d'exigences élevées.

Pour l'armature minimale, l'ingénieur devra apprécier dans quelles zones des fissures isolées et largement ouvertes sont à craindre (§ 3 33 31). Si par exemple une dalle de bâtiment est empêchée de se raccourcir, étant liée à des murs et noyaux, elle sera mise en traction pure par les effets du retrait et d'une diminution de la température. En cas d'exigences normales, trois possibilités s'offrent à l'ingénieur:

a) accepter des fissures largement ouvertes et éventuellement prévoir de les injecter
b) disposer pleinement l'armature minimale sur les deux faces
c) ne disposer cette armature que sur une face, par exemple la face inférieure apparente.

En cas d'exigences élevées, cette armature minimale, majorée au moins de 30%, est toujours exigée (§ 3 33 32).

En ce qui concerne les déformations, un calcul simple est indiqué au § 3 34 42. Il n'est en principe valable que pour des structures à inerties constantes. Dans le cas contraire, l'ingénieur aura souvent avantage à étudier le problème plus soigneusement.

Si le moment de flexion à mi-portée M_{ser} est inférieur à M_r, la flèche w peut être évaluée à $(1+\phi)\, w_c$. Relevons toutefois que si cette condition est remplie mais qu'on doit s'attendre à une fissuration notable sur appui, cette approximation pourra être trop optimiste. Il y aura alors lieu d'interpoler convenablement entre cette valeur et celle obtenue dans l'hypothèse que M_{ser} est supérieur à M_r, où la flèche w est donnée par:

$$w = \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \eta\,(1 - 20\rho') \cdot w_c$$

Une remarque importante doit être faite au sujet de ρ (et ρ'). Comme il est indiqué au § 3 34 42, il s'agit d'une valeur moyenne. Pour ρ, cette moyenne est à estimer à partir de la figure 4 sur le champ considéré avec:

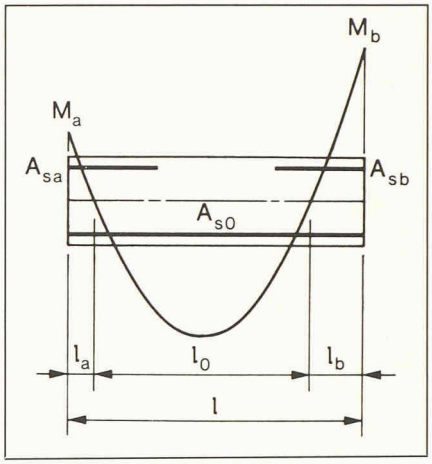

Fig. 4. - Pourcentage moyen de l'armature.

$$\rho_m = \rho_a \cdot \frac{l_a}{l} + \rho_0 \cdot \frac{l_0}{l} + \rho_b \cdot \frac{l_b}{l}$$

avec:

ρ_a, ρ_b donnés par A_{sa} et A_{sb}: pourcentages d'armature tendue aux extrémités de l'élément
ρ_0 donné par A_{s0}: pourcentage d'armature tendue à mi-portée.

Pour une dalle, l'ingénieur estimera le poids total de l'armature tendue dans le champ de dalle considéré, d'où il déduira le pourcentage moyen d'armature tendue. Ainsi le calcul de la flèche est influencé par l'armature supérieure en zone d'appui et par l'armature inférieure en zone de moments positifs.

Mentionnons encore que ce calcul de déformation admet un coefficient de fluage unique $\varphi = 2{,}5$ mais néglige l'effet du retrait. D'autre part, il faut se rappeler que les structures en béton, en particulier les dalles, ne se fissurent que petit à petit après leur exécution, de sorte que les déformations qui ont lieu avant l'exécution des galandages peuvent être négligées, d'autant plus que jusqu'à ce moment, toutes les charges n'étaient pas encore appliquées.

Si l'ingénieur peut compter sur des conditions plus favorables, en particulier en prévoyant un béton à haute performance avec un rapport eau/ciment inférieur à 0,45, il sera en droit d'estimer des flèches plus faibles que celles données au § 3 34 4, en fondant son calcul sur un fluage plus faible et une résistance à la traction f_{ct} plus grande que celle indiquée au tableau 6.

Adresse de l'auteur:
Renaud Favre, professeur
Ecole polytechnique fédérale
IBAP – Béton armé et précontraint
GC – Ecublens
1015 Lausanne