

Abaques pour le dimensionnement à la rupture des sections en béton armé

Autor(en): **Walther, René / Houriet, Bernard**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **103 (1977)**

Heft 26: **SIA spécial, no 6, 1977**

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73273>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Abaques pour le dimensionnement à la rupture des sections en béton armé

par RENÉ WALTHER et BERNARD HOURIET, Lausanne

1. Introduction

La directive 34 de la norme SIA 162, entrée en vigueur en 1976, autorise le dimensionnement des structures en béton d'après la résistance à la rupture des sections ou d'après la théorie de la plasticité. Dans les deux cas, le calcul requiert la détermination de la résistance conventionnelle à la rupture des sections.

Auparavant, le dimensionnement des sections selon la norme SIA 162 reposait essentiellement sur la méthode des contraintes admissibles. Cette conception est basée sur la théorie d'élasticité et la loi de Hooke, qui admet que les contraintes sont proportionnelles aux déformations spécifiques. Cette hypothèse sur la linéarité des contraintes n'est toutefois qu'une approximation assez grossière en ce qui concerne le béton. Elle peut conduire à des résultats raisonnables, notamment pour des sections totalement précontraintes ou lorsque l'acier tendu est déterminant pour le dimensionnement (flexion simple en béton armé) ; elle n'est cependant guère acceptable pour les autres modes de sollicitation, parce que les contraintes admissibles ne sont théoriquement atteintes que dans des zones très limitées (arête ou point) et parce que la contribution de l'acier comprimé est fortement sous-estimée.

Considérons, par exemple, le cas d'une section rectangulaire sollicitée en flexion oblique (fig. 1) :

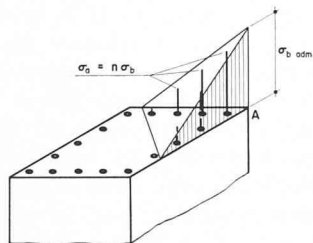


Fig. 1. — Répartition linéaire des contraintes d'après la théorie de l'élasticité dans une section rectangulaire sollicitée en flexion oblique.

Les efforts admissibles de cette section sont déterminés par la contrainte du béton en un seul point ; théoriquement ils seraient plus grands si l'on coupait légèrement les angles, ce qui est tout à fait incompatible avec le comportement réel. De plus, le calcul des contraintes de compression dans l'acier sur la base du facteur d'équivalence n ($n = 10$ selon la norme SIA 162) entraîne une forte pénalisation des armatures comprimées.

Lorsque la contrainte admissible du béton prend la valeur $\sigma_{b adm} = 12 \text{ N/mm}^2$, par exemple, l'acier comprimé ne travaille théoriquement qu'à une contrainte maximale de $\sigma_{a max} = n \cdot \sigma_{b adm} = 10 \cdot 12 = 120 \text{ N/mm}^2$, c'est-à-dire à la moitié de sa contrainte admissible. A cet égard, la compression centrée est encore plus défavorable ($\sigma_s = 7,5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_a = 10 \cdot 7,5 = 75 \text{ N/mm}^2$!). Enfin, la contrainte dans l'armature tendue est souvent limitée par une extension nécessaire de la zone de compression. Ce

problème se présente particulièrement pour les sections rectangulaires (pieux fortement sollicités en flexion).

Le calcul des sections à la rupture est basé par contre sur une meilleure approche du comportement réel de la section. Contrairement à un quelconque état fictif de contrainte admissible, l'état de rupture conventionnel est physiquement bien défini et permet d'exploiter pleinement les résistances du béton et de l'acier. Le dimensionnement à la rupture entraîne donc une sécurité uniforme pour tous les sections et modes de sollicitation, ainsi qu'une économie de matériau considérable suivant les cas. L'économie réalisée dépend essentiellement du mode de sollicitation, du type de section et du pourcentage d'armature. Elle devient prépondérante pour les sections à zone comprimée non rectangulaire, fortement armées, sollicitées par un grand effort normal de compression.

Les figures 2, 3 et 4 illustrent les possibilités d'économie offertes par le calcul à la rupture :

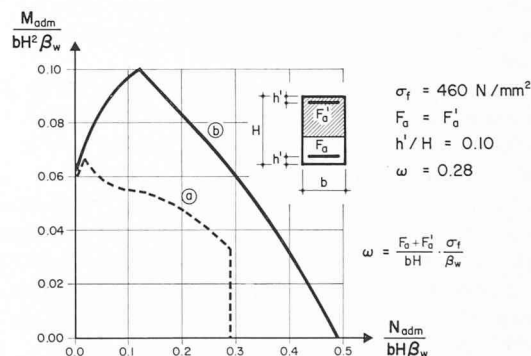


Fig. 2. — Comparaison des efforts admissibles dans une section rectangulaire sollicitée en flexion composée.

- (a) D'après le calcul aux contraintes admissibles.
- (b) D'après le calcul à la rupture (directive 34) ($s = 1,8$).

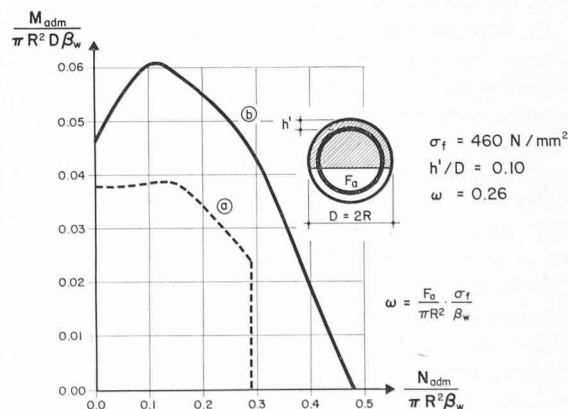


Fig. 3. — Comparaison des efforts admissibles dans une section circulaire.

- (a) D'après le calcul aux contraintes admissibles.
- (b) D'après le calcul à la rupture (directive 34) ($s = 1,8$).

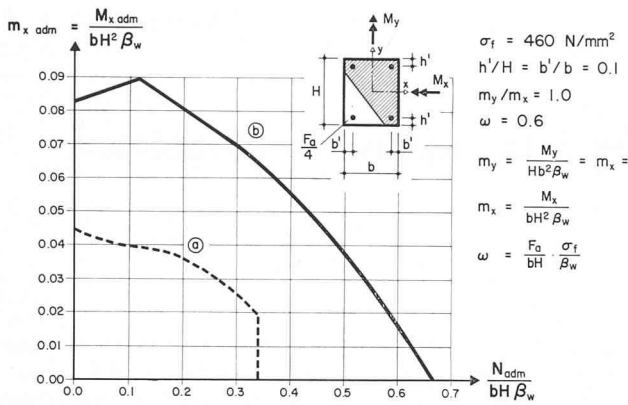


Fig. 4. — Comparaison des efforts admissibles dans une section rectangulaire sollicitée en flexion oblique.

- (a) D'après le calcul aux contraintes admissibles.
 (b) D'après le calcul à la rupture (directive 34) ($s = 1,8$).

Pour une section rectangulaire sollicitée en flexion composée (fig. 2), la comparaison montre que l'influence de l'armature de compression est considérable en présence d'un effort normal. En flexion simple, par contre, la résistance est déterminée par l'armature de traction qui travaille à un taux semblable dans les deux méthodes. La différence est donc négligeable.

Le comportement de la section circulaire (fig. 3) en présence d'un effort normal est semblable à celui de la section rectangulaire. En flexion simple cependant, la contrainte admissible n'est pas atteinte dans l'armature tendue, car la compression dans le béton est déterminante (zone comprimée non rectangulaire). La différence qui s'ensuit n'est pas négligeable.

En ce qui concerne la flexion oblique (fig. 4), la différence est encore plus marquée. Les effets de la faible zone de compression (zone triangulaire) s'ajoutent à ceux de la répartition linéaire des contraintes pour pénaliser aussi bien l'armature de traction que celle de compression, dans le calcul aux contraintes admissibles. Le concept des contraintes admissibles n'est manifestement pas applicable à de tels cas. En fait, les efforts admissibles seraient théoriquement plus grands si l'on coupait les angles, ce qui est en contradiction flagrante avec la réalité.

En plus des avantages mentionnés, le calcul à la rupture permet une application plus souple de la précontrainte partielle. Il rend possible le choix de n'importe quel degré de précontrainte, selon les exigences économiques et constructives, par exploitation du domaine complet entre le béton armé et le béton totalement précontraint.

Le dimensionnement à la rupture est sensiblement plus simple que celui aux contraintes admissibles. Il n'en demeure pas moins qu'à l'exception de quelques cas simples, il est nécessaire d'appliquer des méthodes itératives parfois fastidieuses. Le recours à l'ordinateur devient très vite indispensable.

Pour la pratique quotidienne il est donc important de disposer d'un outil de travail rapide et efficace. A cette fin, un recueil d'environ 200 abaques¹ a été établi par la Chaire de béton armé et précontraint de l'EPFL. Ces abaques sont présentés sous forme de courbes pour la flexion simple et de diagrammes d'interaction pour la flexion composée et oblique. Le recueil est complété par un mode d'emploi détaillé en français, allemand et anglais.

¹ Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé — Bemessungstabellen für Stahlbetonquerschnitte — Design charts for reinforced concrete sections, par René Walther, prof. EPFL. Cet ouvrage peut être obtenu au service financier de l'EPFL, 33 av. de Cour, CH-1007 Lausanne.

2. Conception et élaboration du recueil d'abaques

2.1 Remarques générales

Les sections de béton armé rencontrées dans la pratique présentent une grande variété de formes et de dimensions d'une part, de dispositions et de répartitions d'armature d'autre part. La valeur d'un recueil d'abaques établi pour la pratique réside avant tout dans le choix judicieux des paramètres, en vue de couvrir l'essentiel des cas concrets en un nombre limité de pages.

En flexion composée et oblique, les abaques présentent les efforts de rupture sous forme de diagrammes d'interaction. Ceux-ci sont établis en imposant de façon systématique les états de déformation représentés à la figure 5. Les contraintes engendrées par ces derniers sont calculées sur la base des lois σ - ϵ idéalisées de la directive 34. La résistance du béton à la traction est négligée.

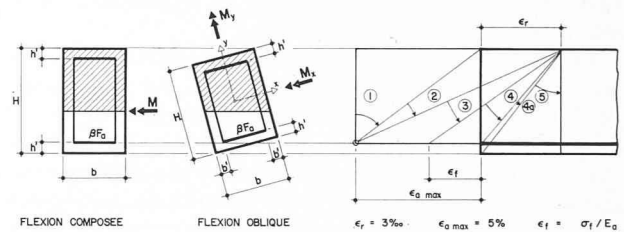


Fig. 5. — Etats limites de déformation pour la flexion composée et oblique.

Les différents domaines de déformation (domaine ① à ⑤) sont séparés par des droites dans les abaques. Cela permet de se rendre compte de l'état de déformation de la section d'une part, de déterminer la rigidité locale à l'état de rupture, d'autre part.

2.2 Flexion simple

Les types de section adaptés à ce mode de sollicitation sont les sections rectangulaires et le profil à T, sans armature de compression. L'influence de cette dernière est en effet négligeable lorsque la zone comprimée est rectangulaire (fig. 2). La représentation graphique du seul effort M en fonction des paramètres de la section ne pose aucun problème particulier. Les courbes présentées sont d'un emploi très simple pour l'application pratique (fig. 6). Elles sont complétées par des tableaux pour les cas spécifiques au profil à T où l'axe neutre se trouve au-dessous de la dalle de compression. L'application de

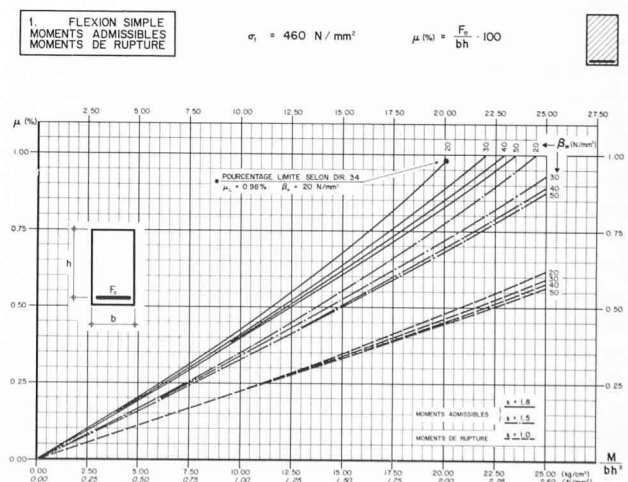


Fig. 6. — Courbes $M/bh^2 = f(\mu)$ — Section rectangulaire.

ces courbes et tableaux pour des sections partiellement précontraintes est possible par le biais d'une idéalisation de l'armature (μ_{id}, h_{id}). L'introduction aux abaques contient une description détaillée de ce problème d'application.

$$\mu_{id} = \mu_a + \mu_v \cdot \sigma_{vf} / \sigma_{af}$$

2.3 Flexion composée

Les diagrammes présentés ont pour but de couvrir l'essentiel des cas courants avec sections rectangulaire et circulaire.

La résistance conventionnelle à la rupture $\{M_r; N_r\}$ est exprimée de façon relative et sans dimensions. Sa représentation graphique en fonction du degré mécanique d'armature totale ω ne pose pas de problème particulier (interaction entre les deux efforts M_r et N_r , cf. fig. 7).

$$\omega = \frac{F_{a \text{ tot}}}{bH} \frac{\sigma_f}{\beta_w} = \mu \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

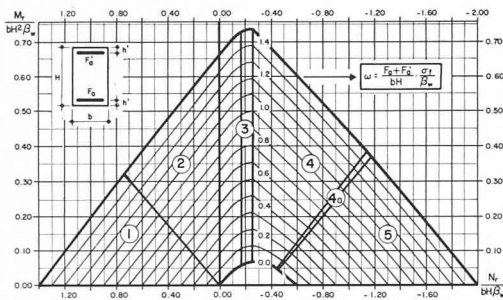


Fig. 7. — Diagramme d'interaction — Flexion composée.

La limite supérieure de ω a été fixée à $\omega_{max} = 1,4$ ($\rightarrow \mu = 9,13\%$ pour $\beta_w = 30 \text{ N/mm}^2$), ce qui permet de traiter les colonnes très fortement armées. Pour assurer une meilleure précision de lecture dans les cas courants de sections à armature relativement faible, on a agrandi, sur une page séparée, le domaine $\omega = 0,0$ à $0,3$ ($\rightarrow \mu = 1,96\%$ pour $\beta_w = 30 \text{ N/mm}^2$).

Par le biais de la représentation relative et sans dimensions, tout abaque est valable quelles que soient les dimensions absolues de la section (b, H ou D) et la qualité du béton (β_w). Par contre, il est lié à une valeur déterminée du rapport h'/H ou h'/D , à une répartition particulière de l'armature (facteur β) ainsi qu'à la qualité d'armature $\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$. Afin de limiter le nombre d'abaques, on a adopté des dispositions relatives d'armature courantes d'une part, extrêmes d'autre part. Celles-ci permettent de couvrir l'essentiel des cas concrets par interpolation linéaire (fig. 8).

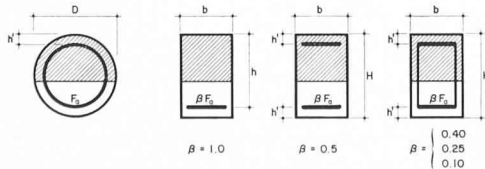


Fig. 8. — Flexion composée — Répartitions d'armature adoptées.

En flexion composée, le dimensionnement est relativement aisé, car il s'effectue par une interpolation linéaire qui ne porte que sur deux paramètres (h'/H ou h'/D et β). La procédure est encore simplifiée en ce qui concerne le cas des sections circulaires où le paramètre β disparaît (armature linéairement répartie).

2.4 Flexion oblique

En flexion oblique, l'ensemble des états de sollicitation possibles est matérialisé par une surface d'interaction entre les trois efforts N, M_x et M_y . Cette surface convexe est elle-même fonction du degré mécanique d'armature totale ω . Cette interaction requiert donc en principe un mode de représentation dans l'espace (une variable de plus qu'en flexion composée), ce qui n'est guère souhaitable pour la pratique. La solution réside dans un découpage judicieux de cette surface par des plans déterminés, afin d'approcher les surfaces réelles par un nombre aussi restreint que possible de diagrammes plans.

Grasser et Linze ont, par exemple, adopté un découpage par des plans $N = \text{const}$. Il en résulte les diagrammes caractéristiques en forme de rosette, dont le défaut majeur réside dans la précision de lecture pour les cas courants. De plus, l'interpolation principale porte sur l'effort normal N , qui est hélas le paramètre prépondérant pour la pratique.

Le mode de représentation adopté dans le recueil d'abaques est original. Il consiste en un découpage des surfaces réelles par des plans $m_y/m_x = \text{const}$; cela engendre une suite de diagrammes d'interaction (m_x/n) pour un rapport m_y/m_x fixé. Ce choix est justifié par le fait que la relation liant ω au rapport m_y/m_x est pratiquement linéaire, ce qui permet de réduire fortement le nombre d'abaques nécessaires. D'autre part, l'interaction (m_x/n) permet de considérer l'effort normal avec toute la précision voulue.

La zone avec effort normal de traction a été supprimée, car ce cas ne se présente pratiquement jamais en flexion oblique (fig. 9).

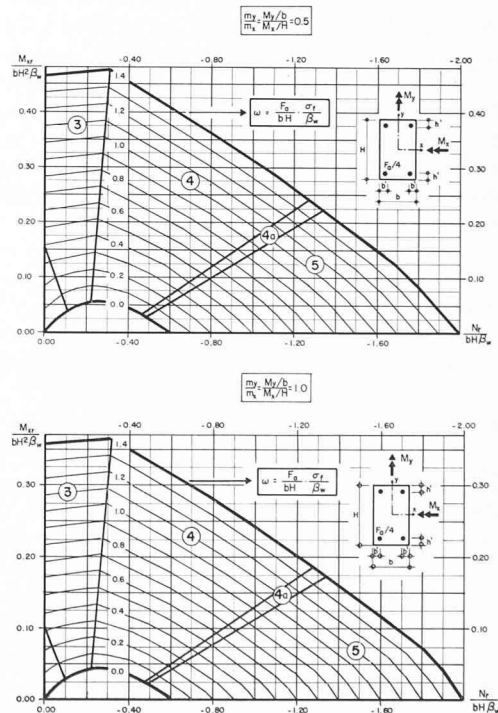


Fig. 9. — Flexion oblique — Diagrammes d'interaction m_x/n ; $m_y/m_x = \text{const}$.

Les rapports m_y/m_x choisis sont 0,5 et 1,0 (plus 0,0 en flexion composée). Le dimensionnement de l'armature est donc basé sur une interpolation linéaire de base, systématique, entre les abaques pour $m_y/m_x = 0,5$ et 1,0 (ou 0,0 et 0,5).

Le mode de représentation graphique adopté pour la flexion oblique repose essentiellement sur la linéarité de

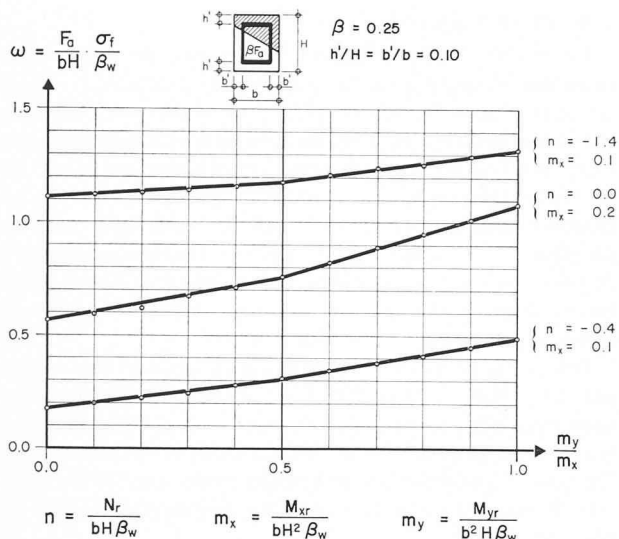


Fig. 10. — Exemples relatifs à la linéarité de la relation $\omega = f(m_y/m_x)$.

la relation $\omega = f(m_y/m_x)$. La figure 10 présente quelques exemples illustrant parfaitement cette linéarité.

En flexion oblique, deux paramètres supplémentaires s'ajoutent à ceux de la flexion composée (h'/H et β):

- le facteur b'/b ,
- le nombre de barres par côté.

Le choix de ces paramètres s'est également inscrit dans le cadre d'une couverture aussi complète que possible des cas concrets par interpolation linéaire. En ce qui concerne le nombre de barres par côté, on a choisi deux types de section extrêmes, à savoir les sections à 4 barres d'armature et les sections avec armature linéairement répartie. Le cas, relativement courant en pratique, de la section à 8 barres d'armature (une à chaque angle et une au milieu de chaque côté) peut être approché avec une précision suffisante en supposant l'armature linéairement répartie (résultat du côté de la sécurité, différence maximale inférieure à 7%) (fig. 11).

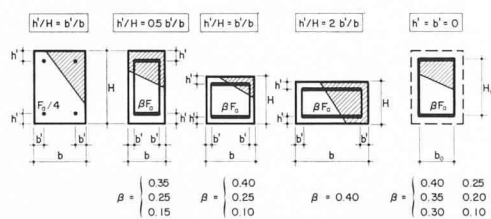


Fig. 11. — Flexion oblique — Dispositions et répartitions d'armature adoptées.

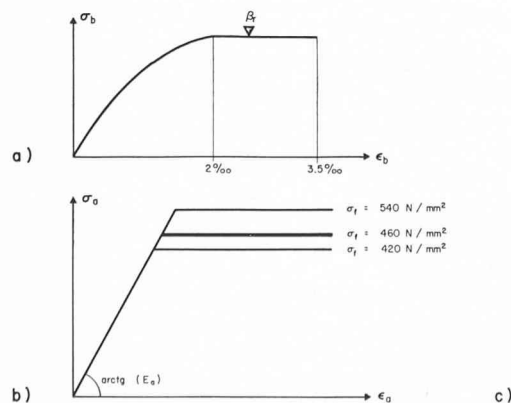


Fig. 12. — Lois σ - ϵ selon DIN-CEB pour le béton a) et l'acier b) ; influence de la qualité de l'acier sur la résistance des sections c).

Le dimensionnement en flexion oblique est plus ardu qu'en flexion composée. En effet, à l'interpolation systématique suivant le rapport m_y/m_x vient s'ajouter celle qui porte sur le facteur b'/b ou $(b'/b)/(h'/H)$. La méthode générale consiste à encadrer la quantité d'armature nécessaire par une borne inférieure et supérieure, dans le cadre de l'interpolation de base suivant m_y/m_x . Ces bornes sont obtenues par le choix des abaques présentant les paramètres les plus proches, du côté de l'insécurité et du côté de la sécurité. Pour un avant-projet, la détermination de la borne supérieure (du côté de la sécurité) peut se révéler suffisante. Une solution intermédiaire en ce qui concerne la précision peut être obtenue à l'aide des abaques pour sections sans couverture de béton ($h' = b' = 0$). Ces abaques permettent de définir plus rapidement les bornes inférieures et supérieures, en négligeant la contribution de la couverture de béton d'une part (borne supérieure), en disposant fictivement l'armature sur le contour de la section d'autre part (borne inférieure).

2.5 Extension du champ d'application des abaques

Les abaques sont établis sur la base des relations σ - ϵ de la directive 34. Pour le béton, la norme DIN et les recommandations du CEB par exemple prescrivent un diagramme différent par sa forme d'une part, par la valeur de sa contrainte maximale d'autre part (fig. 12a). Les différents aciers d'armature ne diffèrent par contre que par la valeur de leur contrainte conventionnelle d'écoulement σ_f , puisqu'ils présentent un même module d'élasticité (fig. 12b).

Le problème de l'application à d'autres normes du recueil d'abaques élaborés sur la base de la directive 34 est donc lié à l'analyse de l'influence des trois paramètres suivants :

- la forme du diagramme σ - ϵ du béton,
- la valeur de la contrainte maximale dans le béton β_r ,
- la valeur de la contrainte conventionnelle d'écoulement σ_f .

L'influence de la forme du diagramme du béton est maximale en flexion composée avec forte compression. Les contrôles effectués montrent que dans ce cas le plus défavorable, les variations de la quantité d'armature nécessaires engendrées par l'utilisation du diagramme DIN/CEB sont inférieures à 5%. Elles sont donc négligeables.

Par le biais de la représentation des efforts de rupture relative et sans dimension, le paramètre β_r disparaît.

Dans la figure 12c, on a superposé les abaques élaborés pour des contraintes σ_f de 420, 460 et 540 N/mm². Cette

comparaison montre clairement que les écarts de la variable ω sont peu importants et limités à la zone des moments maximums.

En résumé, on peut affirmer que les abaques élaborés pour $\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$, avec les relations σ - ε de la directive 34, sont applicables non seulement pour un prédimensionnement, mais encore pour un dimensionnement,

lorsque la qualité d'armature donnée ou le règlement en vigueur sont différents.

Adresse des auteurs :

René Walther, Dr ès sc., professeur EPFL

Bernard Houriet, ingénieur EPFZ

Institut de statique des constructions (ISTACO) de l'EPFL

Av. de Cour 33, 1007 Lausanne

Divers

Grande halle omnisports à Macolin

(Voir photographie page couverture)

Lors de son assemblée plénière du 6 octobre dernier, la Convention européenne de l'acier a décerné ses prix 1977 de la construction en acier, destinés à récompenser des ouvrages particulièrement réussis sous l'angle de l'efficacité, de l'économie et de l'esthétique. Parmi les dix ouvrages récompensés, nous trouvons comme seule réalisation en Suisse la grande halle omnisports de l'Ecole fédérale de gymnastique et de sports, à Macolin. A cette occasion, il nous a paru intéressant de présenter cette halle, dont la photographie en couleurs figure sur la couverture du présent numéro.



Fig. 1. — Intérieur de la halle omnisports. On remarquera la structure en treillis du plafond.

Les installations de l'Ecole fédérale de gymnastique et de sports de Macolin sont sises au sein d'un magnifique paysage jurassien à environ 1000 mètres d'altitude. Cette région, à l'écart du trafic, ne sert pas seulement aux besoins de l'Ecole mais également de zone de détente pour la population de la région biennoise. L'insertion harmonieuse

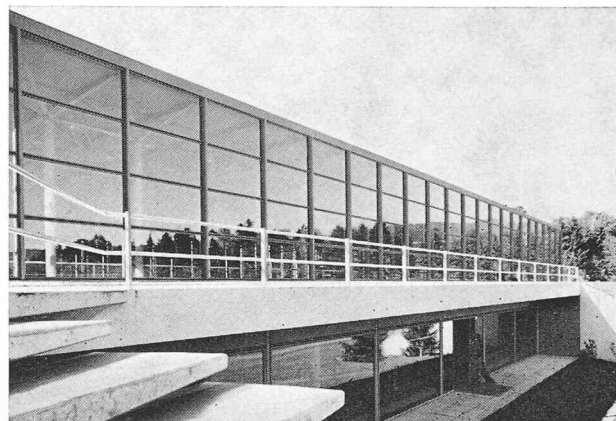


Fig. 2. — Vue de la façade sud-est.

d'une bâtisse de cette importance dans un paysage digne de protection posait de ce fait des exigences élevées à tous les bureaux d'études concernés. L'idée initiale avait été de pourvoir au besoin de locaux couverts par la construction de trois ou quatre halles séparées, mais après les premières études cette solution fut écartée pour des raisons d'exploitation et de protection des sites au profit d'une seule halle omnisports de grandes dimensions (voir couverture de ce numéro).

Le projet de la halle, réalisée entre-temps en charpente métallique, résulte d'un concours en deux phases, la première étant un concours d'architectes et la seconde un concours-soumission pour obtenir la structure la plus économique.

La grande halle n'est pas simplement une salle de gymnastique classique de grandes dimensions mais pourrait plutôt être définie comme un petit stade couvert. Les spectateurs comme les usagers peuvent suivre les évolutions depuis différentes galeries et estrades. La pente du terrain a permis l'aménagement discret du corps de bâtiment inférieur et de l'aile latérale. La superstructure se présente comme une construction allongée en acier et en verre, qui s'incorpore de manière particulièrement heureuse à l'environnement. Les nouvelles installations polyvalentes servent en premier lieu à l'entraînement et à l'enseignement des sports. La halle n'est disponible qu'exceptionnellement pour des compétitions. La surface utile, aux dimensions de $84 \times 44 \text{ m}$, permet de pratiquer les principales disciplines d'athlétisme léger. Le bâtiment possède en outre deux grands locaux d'entreposage d'engins pour les sports d'intérieur et d'extérieur, des locaux administratifs, de conciergerie et de premiers soins ainsi que des vestiaires, des installations de musculation et un local divisible en plusieurs petites salles pour des séminaires.

Structure porteuse en acier

L'ossature métallique est une construction précontrainte en acier, remarquable par sa nouveauté. Sept poutres à cinq membrures à treillis spatial couvrent les 50 m de