

**Zeitschrift:** Ingénieurs et architectes suisses  
**Band:** 108 (1982)  
**Heft:** 22

**Artikel:** Calcul et dimensionnement de dalles plates précontraintes à l'aide d'un ordinateur de table  
**Autor:** Narayanan, Ramasubba / Schneider, Jörg  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-74686>

### **Nutzungsbedingungen**

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

### **Conditions d'utilisation**

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

### **Terms of use**

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

**Download PDF:** 15.04.2026

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

# Calcul et dimensionnement de dalles plates précontraintes à l'aide d'un ordinateur de table

par Ramasubba Narayanan et Jörg Schneider, Zurich

## Introduction

### Généralités

Les avantages apportés par la *précontrainte dans les dalles plates* ont déjà été évoqués à plusieurs reprises dans des publications récentes. La précontrainte permet de réaliser de grandes portées avec des épaisseurs de dalle relativement faibles; elle conduit à un comportement excellent au stade de service et résout de manière élégante le problème du poinçonnement grâce à une disposition appropriée des câbles, tout cela pratiquement sans augmentation du coût. Comme cela a déjà été démontré dans [1], [4] et [15], la concentration des câbles de précontrainte le long des lignes d'appuis apporte des avantages particuliers lors de la conception, de l'étude des détails constructifs et du dimensionnement, ainsi que pour l'exécution. Pour la plupart des dalles plates précontraintes réalisées en Suisse on a utilisé ce procédé connu sous le nom de «précontrainte en bandes d'appui» (fig. 1).

Malgré les avantages remarquables des dalles plates précontraintes et les bonnes expériences faites lors de leur réalisation, ce mode de construction n'a fait qu'une entrée hésitante dans la pratique. Ceci est certainement lié, en grande

partie, au fait que le recours à la précontrainte entraîne un surcroît de travail pour le calcul et le dimensionnement que l'ingénieur-projeteur n'accepte pas volontiers. Cette attitude est encore accentuée par le manque de moyens simples pour le calcul des efforts intérieurs dans de telles dalles. La figure 2 montre, à titre d'exemple, les nombreux problèmes auxquels l'ingénieur peut être confronté dans le cas de ces structures:

- portées irrégulières;
- parties de dalle en porte à faux;
- angles rentrants;
- surcharges inégales;
- parois et sommiers;
- réservations, etc.

En outre viendraient s'ajouter, dans certains cas, l'influence de la précontrainte sur les efforts intérieurs et la prise en considération des aciers de précontrainte lors du dimensionnement.

Dans ce contexte, le moyen le mieux adapté pour le calcul des efforts intérieurs est un programme par éléments finis sur gros ordinateur. Toutefois, et souvent en dépit d'importantes dépenses en argent, temps et papier, seule une petite partie des problèmes est résolue, car de tels programmes n'offrent aucune aide au moment de la conception et du prédimensionnement des épaisseurs de dalles et de l'armature

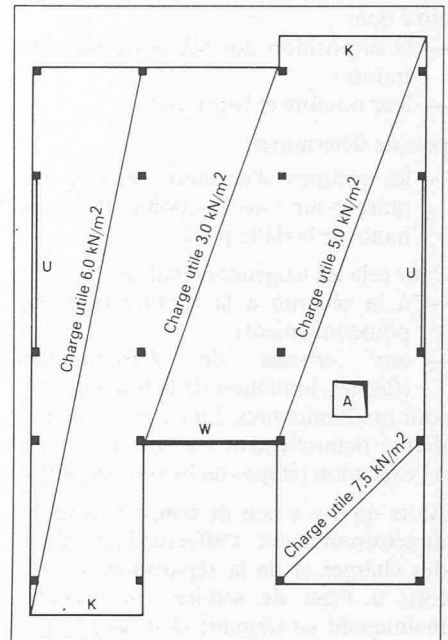


Fig. 2. — Vue en plan d'une dalle plate.

précontrainte; ils nécessitent un travail supplémentaire important jusqu'à ce que l'ensemble des valeurs numériques obtenues soit exploitable pour un dimensionnement sûr.

L'exposé qui suit montre de quelle manière ces difficultés peuvent être maîtrisées. Le *procédé proposé* permet un prédimensionnement rapide et interactif, suivi d'un calcul et d'un dimensionnement automatique de dalles plates précontraintes. Le problème se résout pratiquement en une seule phase de travail à l'aide d'un ordinateur de table comme beaucoup de bureaux d'études en disposent déjà aujourd'hui. Le procédé de calcul est basé sur la «méthode statique» de la théorie de plasticité et utilise des solutions partielles de la théorie élastique des dalles minces. En tant que telle, elle conduit pour la charge de rupture à des solutions de borne inférieure, ou en d'autres termes à un dimensionnement situé du côté de la sécurité. Par cette propriété, le procédé se différencie d'autres propositions de calcul et de dimensionnement de dalles plates précontraintes, basées sur la «méthode cinématique» de la théorie de la plasticité et conduisant à des solutions de borne supérieure pour la charge de rupture, donc du côté défavorable du point de vue de la sécurité [5].

### But du calcul et du dimensionnement

En général, le contour de la dalle, la disposition des piliers, ainsi que les surcharges utiles à reprendre sont donnés. Il incombe à l'ingénieur de choisir convenablement:

- l'épaisseur de dalle;
- les dimensions de piliers;

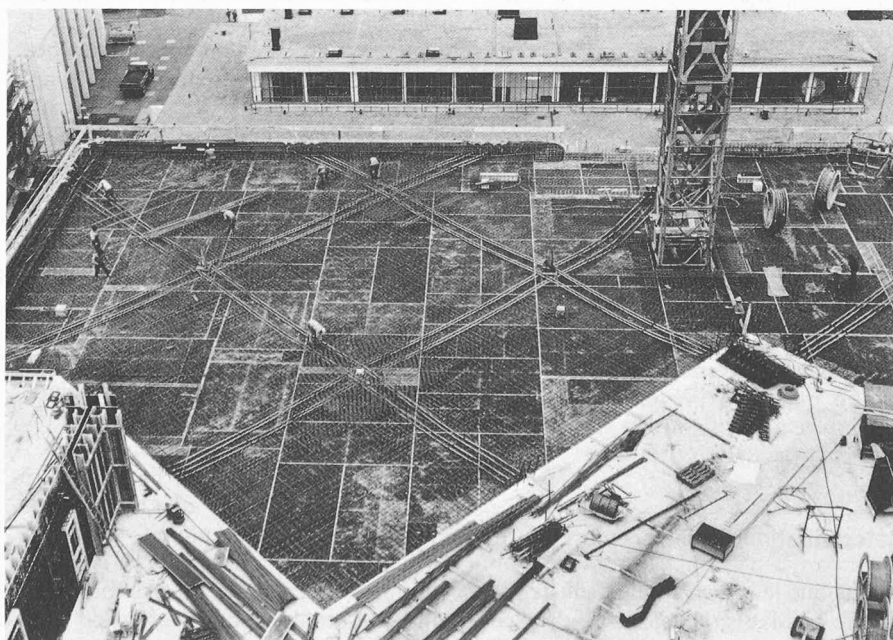


Fig. 1. — Dalle plate précontrainte en bandes d'appui (photo en stade de construction).

<sup>1</sup> Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

ainsi que:

- la disposition des câbles de précontrainte;
- leur nombre et leur type;

puis de déterminer:

- les sections d'armature passive requise pour tous les points déterminants de la dalle plate.

Pour cela les exigences relatives:

- à la sécurité à la rupture (flexion, poinçonnement);
- aux critères de déformabilité (flèches, limitation de la fissuration) sont prédominantes. En outre, on considérera naturellement les aspects relatifs à l'exécution (étapes de bétonnage, etc.).

Alors qu'il y a peu de temps encore, le dimensionnement s'effectuait à partir des charges et de la répartition des efforts à l'état de service, on procède maintenant *en vérifiant, dans un premier temps*, que les conditions de sécurité à la rupture sont remplies. On a ainsi une certaine liberté pour la détermination des efforts intérieurs dus à la charge de rupture et il n'est plus nécessaire de se tenir rigoureusement à la répartition donnée pour un système élastique. Ce n'est que *dans un deuxième temps* que l'on vérifie l'état de service de la structure ainsi dimensionnée et cela en règle générale sous la forme d'un contrôle des flèches et de la fissuration sous charge de service.

#### Le programme sur ordinateur

Le procédé de calcul et de dimensionnement proposé ici a été programmé sur un *ordinateur de table* du type Hewlett-Packard HP 85. Une unité à disques souples (« floppy-disks ») et une imprimante format A4 sont nécessaires en tant qu'équipement complémentaire. Le prix d'un tel système se monte actuellement à environ 18 000 fr.

Le programme est constitué d'une partie *interactive* pour la conception et le prédimensionnement et d'une partie à *déroulement automatique pour le calcul et le dimensionnement*. Dans la partie interactive, c'est-à-dire lors du dialogue avec l'ordinateur, les séquences suivantes se succèdent:

- introduction du contour de la dalle, des axes de piliers, des dimensions de piliers, d'une première valeur estimative pour l'épaisseur de dalle, ainsi que des charges utiles et des caractéristiques des matériaux;
- contrôle, au droit des piliers déterminants pour le poinçonnement et la flexion, de l'épaisseur de dalle choisie. Sur l'écran apparaissent des indications relatives à des modifications éventuellement nécessaires ou possibles, ainsi que des propositions pour une précontrainte en bandes d'appui appropriée.

Sur la base de ces indications et propositions, la conception et en particulier la

disposition des câbles de précontrainte considérés peuvent être affinées par approximations successives; les calculs nécessaires se déroulent avec une grande rapidité. Pour ce travail de conception, l'ordinateur livre des graphiques schématiques sur l'imprimante et géométriquement corrects sur la bande de papier de la calculatrice.

Les valeurs définitives, et notamment la précontrainte, sont introduites à la suite de cette partie interactive. Ainsi, la calculatrice est prête pour le calcul automatique des efforts intérieurs et du dimensionnement de l'armature passive requise.

Après un certain temps de calcul, dépendant de l'importance du problème, le programme livre sous la forme d'un document imprimé et mis en page de manière adéquate:

- la quittance des données introduites et pour les points dits de dimensionnement correspondants aux milieux des champs, milieux des entre-piliers et axes des piliers, les valeurs suivantes:
  - moment de flexion  $m_g$  dû au poids propre;
  - moment de flexion  $m_p$  dû à la précontrainte;
  - moments de flexion extrêmes  $m_q$  max et  $m_q$  min dus aux charges utiles;
  - contraintes maximales aux arêtes (calculées pour la dalle homogène);
  - sections d'armature passive requise supérieure et inférieure dans les deux directions orthogonales parallèles au bord;
  - flèches sous charge permanente (poids propre et précontrainte).

En outre, le programme fournit les réactions maximales et minimales sur piliers et effectue les vérifications requises au poinçonnement pour chacun d'eux. Si on le souhaite, l'impression des résultats peut être limitée à des champs et à des valeurs isolées (par exemple uniquement l'armature passive requise dans les points de dimensionnement). Ce document peut servir directement comme base pour l'exécution des plans d'armature.

Les vérifications et calculs complémentaires « à la main » se limitent à la détermination des armatures d'about et d'éventuelles armatures supplémentaires à proximité d'évidements, etc. ainsi qu'au contrôle, si nécessaire, du risque de fissuration, respectivement de l'armature passive à prévoir pour limiter l'ouverture de ces fissures.

#### Détermination des efforts intérieurs

Tandis que le dimensionnement de l'armature passive se fait à l'aide de théories connues depuis longtemps et impliquant pour le programme de calcul plu-

tôt un problème d'organisation, la détermination des efforts intérieurs découle en partie de réflexions nouvelles justifiant un exposé plus étendu.

#### Emploi de la théorie de plasticité

Les connaissances de la théorie de plasticité trouvent leur application de manière croissante dans le calcul des structures en béton armé et tout particulièrement celui des dalles plates. Il est pratiquement certain que la norme SIA 162, actuellement en révision, en fera également usage, en particulier pour les dalles plates précontraintes, étant donné que pour ce cas la *ductilité requise au stade de rupture* est en règle générale réalisée.

Il semble judicieux, au vu du raisonnement à développer, de revenir rapidement sur *les deux théorèmes de la théorie de plasticité*, dits de l'analyse limite: la méthode cinématique, conduisant à une solution de borne supérieure, et la méthode statique, conduisant, elle, à une solution de borne inférieure. Bien que ces théorèmes puissent paraître très complexes à un lecteur qui ne serait pas spécialement familiarisé avec cette théorie, leur application pratique se réduit très souvent à des calculs extrêmement simples. Ceci est également illustré par les nombreux exemples contenus dans [12].

Le *théorème de la borne supérieure* peut par exemple être formulé comme suit: « Toute charge correspondant à un mécanisme de rupture quelconque cinématiquement admissible et instable est supérieure à la charge ultime ». Un « mécanisme de rupture cinématiquement admissible » est un mécanisme compatible avec les conditions d'appui du système et possédant un nombre de « rotules plastiques » suffisant pour assurer sa formation. Dans de tels mécanismes de rupture, les charges resp. les forces données produisent un travail extérieur  $A_a$ . D'autre part, le travail intérieur  $A_d$  dans les articulations plastiques peut être déterminé en multipliant les moments plastiques par les angles de rotation correspondants des rotules plastiques. Le mécanisme de rupture est considéré comme instable lorsque le travail extérieur  $A_a$  des charges dépasse le travail intérieur  $A_d$  dans les articulations plastiques.

La *théorie des lignes de rupture* est une application du théorème de la borne supérieure aux dalles. Elle livre comme on le sait, en tant que méthode cinématique, des résultats de borne supérieure, c'est-à-dire du côté de l'insécurité. A chaque configuration de lignes de rupture correspond, pour une même armature, une charge ultime différente. Toutes se situent au-dessus de la charge ultime effective. S'il était possible d'examiner toutes les configurations de lignes de rupture, la charge ultime serait simplement la plus petite des valeurs trou-

vées. Comme cela n'est pratiquement pas envisageable, il résulte toujours de l'utilisation de cette théorie un sentiment d'insatisfaction pour avoir plus ou moins surestimé la charge ultime. A part cela, la méthode cinématique possède des avantages indéniables: elle livre de manière rapide et élégante des valeurs estimatives utilisables de la charge ultime. Ce caractère estimatif ne doit cependant pas être perdu de vue.

En outre, il est clair que la méthode cinématique ne fournit aucun renseignement au sujet du comportement en stade de service de la structure examinée. Pour les vérifications qui s'y rapportent, il faut se baser, au moins jusqu'à un certain point, sur les méthodes de calcul élastique.

Contrairement à la méthode cinématique, la méthode statique, c'est-à-dire l'utilisation du théorème de la borne inférieure, conduit à des résultats situés du côté de la sécurité. Ce *théorème de la borne inférieure* peut, par exemple, être formulé comme suit: «Toute charge correspondant à un champ de moments quelconque statiquement admissible et stable est inférieure à la charge ultime».

Un «champ de moments statiquement admissible» correspond à un état d'équilibre quelconque où les réactions d'appui et les efforts intérieurs sont compatibles avec les charges, resp. forces extérieures du système. Un tel état d'équilibre est désigné comme stable s'il respecte en tout point les conditions dites de plasticité. Si l'on considère par exemple les moments de flexion, la stabilité est assurée si les moments dus aux charges dépassent nulle part les moments plastiques.

Tandis que la définition des états d'équilibre quelconques est extrêmement simple pour les structures constituées d'éléments unidimensionnels (par exemple choix arbitraire des hyperstatiques dans des systèmes statiquement indéterminés), la *détermination d'états d'équilibre* pour les dalles ne l'est pas toujours. La méthode connue des cadres de remplacement pour le calcul des dalles-champignons et dalles plates livre par exemple un tel état d'équilibre qui peut être utilisé pour le dimensionnement si l'on choisit des hypothèses appropriées pour la répartition des moments dans la zone des piliers. Tous les états de sollicitation déterminés à partir de la théorie des plaques sont également des états d'équilibre au sens du théorème de la borne inférieure et une dalle en béton, armée sur cette base, peut être considérée comme une structure «sûre». Wood [14] a en outre démontré qu'une dalle dimensionnée de cette manière présente un comportement satisfaisant au stade de service.

L'importance des armatures correspondantes nécessaires se trouve être aussi très proche du minimum atteignable.

Au vu de ce qui précède, il est clair que la *préférence doit être donnée à l'utilisation du théorème de la borne inférieure* et que la référence aux états d'équilibre «élastiques» est absolument justifiée. Pour toutes ces raisons, la méthode de calcul proposée sera basée sur le théorème de la borne inférieure. Les états d'équilibre établis dans le processus de calcul s'appuient en outre également sur la théorie élastique des dalles. La détermination des efforts intérieurs est très proche de l'état d'équilibre élastique et est également, de ce fait, une bonne base pour la vérification du comportement en stade de service.

#### *Idee de base de la methode de calcul proposée*

L'idée de base de la méthode de calcul consiste à *superposer des états d'équilibre*, définis à partir des résultats de la théorie des plaques élastiques pour deux champs de dalle plate possédant différentes conditions d'appuis le long des bords. On distinguera entre le *champ dit de base* et le *champ dit de correction* dont les conditions d'appui sont indiquées à la figure 3. En principe, les états d'équilibre seront déterminés pour le poids propre, la charge utile et la précontrainte dans le champ de base, alors que dans le champ de correction agissent uniquement des charges et des moments de bord destinés à réaliser les conditions d'équilibre et, de manière approchée, les conditions de compatibilité de déplacement le long des bords communs aux champs limitrophes de la dalle plate considérée. On peut sans autre admettre qu'en superposant des états d'équilibre particuliers considérés par rapport au champ de base ou au champ de correction, on obtient de nouveau des états d'équilibre [6]. On fera usage de cette propriété par la suite.

On considère maintenant *deux champs voisins d'une dalle plate* 0 et 1 soumis par exemple à une charge répartie (fig. 4). Leur bord commun est, par définition, donné par l'axe joignant les piliers. Dans un premier temps, on déterminera les états d'équilibre correspondant à la charge répartie pour ces deux champs de dalle 0 et 1. On obtient en particulier des *moments d'encastrement sur le bord commun ABC* dont la répartition est indiquée aussi bien pour le champ 0 que pour le champ 1 à la figure 4b. Il va de soi que dans les cas de champs voisins de grandeurs différentes ou différemment chargés, ces moments d'encastrement sont aussi différents. Si l'on place ces deux champs côte à côte, on constate que la différence des moments d'encastrement  $\Delta M$  représente (par exemple selon le principe de la méthode Cross) un *moment s'opposant à la rotation*, avec une certaine répartition le long de la section ABC, qui n'existe pas dans la réalité. Pour que l'équilibre soit

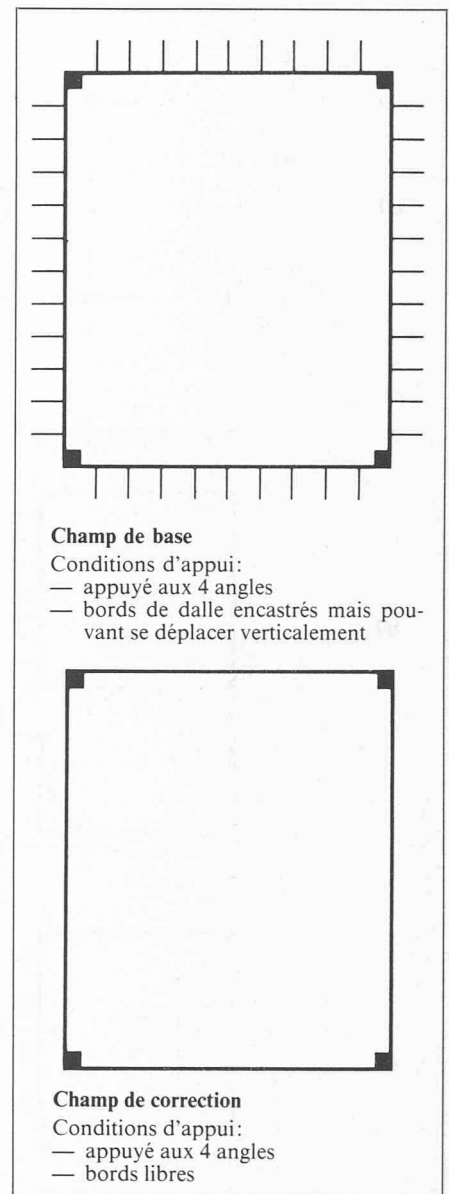


Fig. 3. — *Champ de base et champ de correction avec leurs conditions d'appui.*

réalisé le long de cette section, il faut superposer, à chacun des états d'équilibre pour la charge répartie, un état d'équilibre correspondant à l'inverse du moment  $\Delta M$ . Cet *effet correctif*, idée de base de la méthode, doit alors être déterminé dans les champs de correction respectifs 0 et 1 (fig. 4c). Ainsi la correction reste circonscrite aux champs considérés. En particulier, il n'y a pas de moments d'encastements supplémentaires à répercuter sur les trois autres côtés (comme c'était le cas avec la méthode de Cross). Avec ce pas de correction, effectué à partir de champs conçus spécialement pour en limiter l'influence, l'état d'équilibre réalisé selon la théorie élastique va manifestement être rompu. En fait, il subsiste un état d'équilibre qui lui est très proche. D'ailleurs, il va de soi que, pour des champs égaux ou également chargés, la correction n'est plus nécessaire. Dans ce cas, l'état d'équilibre déterminé pour le champ de base correspond à l'état

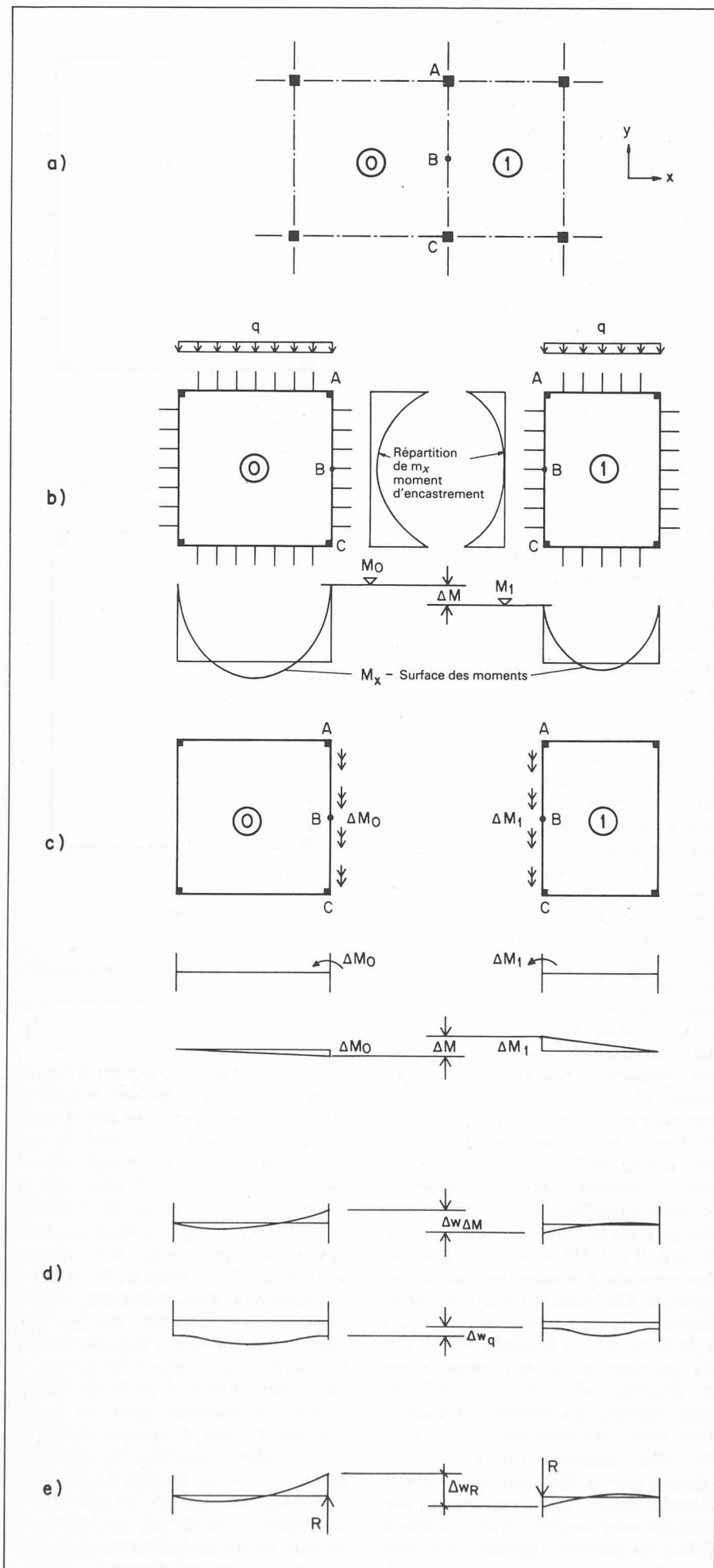


Fig. 4. — Principe de l'égalisation des moments, des rotations et des déformations le long d'un bord commun à deux champs de dalle.

d'équilibre élastique du champ de cette dalle plate.

Bien que maintenant l'équilibre règne le long de la section ABC, les *déformations* des champs de dalle adjacents ne sont pas compatibles. En particulier les flèches au point B sont inégales (fig. 4d). Une telle incompatibilité du comportement à la déformation, considérée strictement dans le cadre de l'appréciation de la sécurité ultime au moyen de la méthode statique, n'est pas significative et peut être acceptée. Mais comme les efforts intérieurs devront également servir à apprécier le comportement en stade de service, la compatibilité des déformations doit au moins être approchée en *introduisant des forces verticales correctrices* (fig. 4e) agissant le long du bord ABC considéré. Leur influence sera aussi examinée dans les champs de correction correspondants. En formulant de manière adéquate les hypothèses, on obtiendra l'identité de la flèche en B et des inclinaisons de la déformée perpendiculairement à la section ABC aux points A, B et C pour les champs 0 et 1. Dans le cas où il y aurait un mur sous cet axe, on introduira un déplacement nul, alors que dans le cas d'un sommier on fera coïncider la flèche de celui-ci avec celle de la dalle.

Par *superposition* de l'état d'équilibre du champ de base correspondant à une charge répartie avec celui déterminé à partir de toutes les corrections dans le champ de correction, on obtient finalement un état d'équilibre qui dans la section ABC est statiquement conforme et largement compatible du point de vue des déformations.

#### Extension à l'ensemble de la dalle

La figure 5 montre le cas normal d'un champ 0 d'une dalle plate avec ses 4 champs voisins. L'algorithme décrit au paragraphe précédent est appliqué successivement aux 4 bords limitant le champ considéré. Ainsi, les conditions sur ces 4 bords sont statiquement conformes et largement compatibles du point de vue des déformations. L'état d'équilibre résultant correspondant à ce champ est, à la suite de ce calcul, enregistré en même temps que les déplacements et inclinaisons au milieu du champ et au milieu de l'entre-piliers.

Si l'on applique la méthode successivement à tous les champs, on obtient pour l'ensemble des points de dimensionnement considérés des *moments de flexion* dans la dalle plate correspondant à un état d'équilibre très proche de celui fourni par un calcul élastique de tout le système (par exemple avec les éléments finis) qui aurait pu servir de base au dimensionnement. Ceci est également valable pour les *réactions d'appui* et les *déformations*.

Si l'on applique la procédure décrite, successivement mais séparément au

*poids propre*, au cas de charge précontrainte et à la charge utile placée de la façon la plus défavorable, on obtient l'ensemble des éléments nécessaires pour le dimensionnement. Les efforts intérieurs, les réactions d'appui et la déformée du cas de charge précontrainte sont déterminés à partir des efforts dits de déviation. Ils correspondent à l'effet de la précontrainte sur la dalle en béton armé à l'état de service. Un ordonnancement convenable des séquences de calcul permet d'enregistrer toutes les valeurs nécessaires pour des dalles plates jusqu'à 42 champs sur une disquette, d'où elles peuvent être aisément rappelées pour le dimensionnement de l'armature et d'autres vérifications.

La méthode est basée sur des séquences de calcul restreintes impliquant le traitement de petites quantités de données et ce de manière répétitive. Elle est ainsi particulièrement bien adaptée aux possibilités et à la capacité de l'ordinateur de table admis par hypothèse.

#### Enregistrement des données

Le programme du calculateur de table ne résout pas lui-même le calcul des états d'équilibre élastiques précités pour les champs de base et de correction; il les rappelle d'une mémoire de données. Celle-ci contient, pour des rapports de côtés de champ choisis, toutes les valeurs nécessaires obtenues au moyen d'un calcul par éléments finis. Une interpolation judicieuse entre les valeurs correspondant aux rapports de côté prédéfinis permet de calculer des dalles plates avec des rapports de côté pouvant varier de 0,3 à 3,3. Dans le cas de champs en porte à faux, dont il n'a pas été question dans les développements qui précèdent mais qui peuvent également être traités à l'aide de la méthode décrite, la portée dans le sens de l'encorbellement ne de-

vra pas être supérieure à la distance entre les piliers perpendiculairement à celui-ci.

#### Armature passive et vérification

A la suite du calcul des efforts intérieurs, le programme détermine *automatiquement*, c'est-à-dire sans nouvelle intervention de l'utilisateur, les armatures passives nécessaires en chaque point de dimensionnement et vérifie le poinçonnement au droit de chaque pilier. Il faudra prendre en compte pour la détermination définitive de l'armature nécessaire aussi bien des considérations d'ordre constructif que par exemple l'effet du moment de torsion dans la zone des piliers d'angle.

#### Armature à la flexion

L'armature passive est à déterminer dans tous les points de dimensionnement considérés de manière à satisfaire les conditions fixées par la directive 34 de la norme SIA 162 [11]:

$$\frac{m_R}{1,3} \geq 1,4(m_g + m_q) + m_z$$

$$\geq 0,8 m_g + 1,4 m_q + m_z$$

Dans ce cas  $m_g$  et  $m_q$  sont les moments de flexion calculés à partir de la méthode décrite au chapitre précédent pour le poids propre et la charge utile;  $m_z$  le moment parasite dû à la précontrainte et  $m_R$  le moment de rupture dans la section considérée en tenant compte des armatures passives et précontraintes.

Au vu de ce qui précède, il convient de remarquer que l'état d'équilibre caractérisé par la valeur  $m_z$  exprime un *état de contrainte propre* qui s'étend à toute la surface de la dalle et, conformément à la théorie de la plasticité, n'influence

pas la charge ultime de celle-ci. Cet état de contrainte considéré sur l'ensemble de la dalle peut, dès lors que l'on prend la peine de vérifier la sécurité à la rupture, être multiplié par un facteur quelconque ou admis égal à 0. Il va de soi que ce facteur devra être constant pour tous les points de dimensionnement.

En fait l'état de contrainte propre  $m_z$  ne doit pas être nécessairement tiré du cas de charge précontrainte, mais pourrait être choisi arbitrairement comme cela est indiqué en détail dans [8]. Il en résulte qu'il suffirait d'introduire pour  $m_z$  un état de contrainte propre qui influence favorablement la répartition de l'armature passive de manière que la condition de ductilité nécessaire pour permettre une redistribution des moments de flexion du stade de service soit satisfaite.

Des calculs comparatifs montrent cependant que l'état de contrainte propre  $m_z$  à superposer conduit à une répartition extrêmement favorable de l'armature s'il est déduit de la précontrainte effective agissant au stade de service. Les moments de flexion  $m_p$  dus à la précontrainte étant sans autre disponibles à partir du calcul décrit ci-dessus, le moment parasite  $m_z$  pourra facilement être déduit à partir de la relation

$$m_z = m_p - \frac{P \cdot e}{b}$$

où  $P$  est la force dans les câbles de précontrainte passant dans la section considérée,  $e$  l'excentricité de ces câbles par rapport au centre de gravité de la dalle et  $b$  une largeur de participation pour la force  $P$  [8]. Dans les zones sans précontrainte (en dehors des bandes d'appui lorsque les câbles sont disposés selon ce procédé), la relation devient tout naturellement:

$$m_z = m_p$$

Les surfaces hachurées de la figure 6 montrent la distribution du moment parasite ainsi déterminé le long d'une section passant par le milieu d'un champ. Ce diagramme permet de constater que le moment  $m_z$  soulage la sollicitation de l'armature passive dans la zone située entre les bandes d'appui. En revanche, les zones situées dans les bandes d'appui doivent présenter une plus grande résistance à la flexion. Cela n'a cependant pas de conséquence puisqu'ici l'armature passive se trouve être renforcée par la section des aciers de précontrainte. Il en va de même pour les autres sections et points de dimensionnement. Le programme tient donc compte de  $m_z$  en fonction des considérations qui précèdent.

Le calcul du *moment de rupture*  $m_R$  a lieu selon le cheminement usuel (équilibre, sections restant planes, diagrammes tension-déformation pour béton et armatures passives et précontraintes).

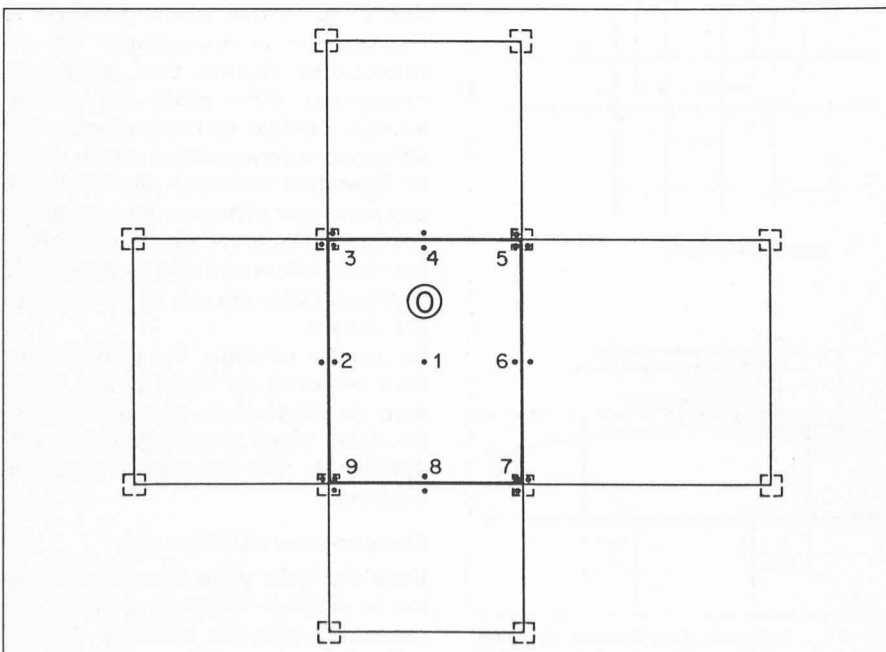


Fig. 5. — Champ considéré et champs voisins, localisation des points de dimensionnement 1 à 9.

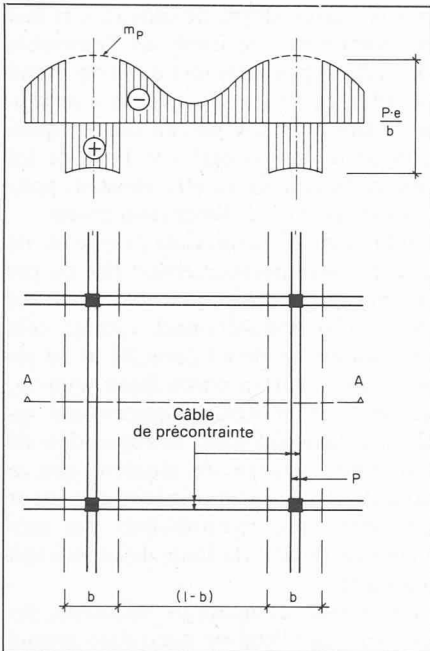


Fig. 6. — Distribution du moment parasitaire  $m_z$  le long de la section A-A.

L'allongement préalable des aciers de précontrainte doit être pris en compte. Dans le cas de précontrainte sans adhérence, le programme admet de manière prudente l'accroissement de contrainte égal à 0 et introduit la contrainte effective dans l'acier après déduction de toutes les pertes. Ceci est légèrement du côté de la sécurité et répond aux conditions fixées par la directive 34 de la norme SIA 162.

#### Poinçonnement

La vérification au poinçonnement est finalement aussi faite selon la forme indiquée par la directive 34 [11]:

$$\frac{V_R}{1,3} \geq 1,4 V$$

où  $V_R$  est la résistance au poinçonnement de la dalle en béton armé et  $V$  la réaction d'appui en stade de service. Dans [1], [2], [4] et [15], il a déjà été fait référence à l'influence favorable des câbles de précontrainte disposés en bandes d'appui, c'est-à-dire immédiatement au-dessus du pilier. Si l'on exprime par:

$$V_p = \sum P_i \sin \alpha_i$$

la somme des composantes verticales relatives aux câbles traversant le cylindre dit de poinçonnement après déduction des pertes (fig. 7), il en résulte l'expression modifiée suivante de la condition de sécurité au poinçonnement:

$$\frac{V_R}{1,3} + V_p \geq 1,4 V$$

Des méthodes pour le calcul de  $V_R$ , c'est-à-dire de la résistance au poinçonnement des piliers intérieurs, figurent dans [3], [10] et [11] et dans d'autres sources encore. Nous ne nous étendons plus ici sur cette question. En choisissant convenablement l'épaisseur de la

dalle et une précontrainte en bandes d'appui suffisante, on pourra dans tous les cas se passer d'une armature spéciale pour le poinçonnement constituée d'étriers perpendiculaires au plan de la dalle.

Même si la résistance au poinçonnement dans les zones des piliers de bord ou des piliers d'angle est réduite à environ la moitié resp. au quart de la valeur d'un pilier intérieur, ces zones peuvent être dimensionnées sans plus de difficultés, étant donné que les réactions d'appui sont également plus faibles à peu près dans les mêmes proportions. Le programme de dimensionnement livre ici aussi les armatures nécessaires pour assurer la sécurité au poinçonnement, resp. à «l'arrachement». Celle-ci doit être disposée en bas dans les deux directions pour les piliers d'angle. Dans les zones de pilier de bord elle sera disposée en bas perpendiculairement au bord libre et en haut parallèlement à celui-ci. Nous insistons sur cette disposition car dans la pratique on constate souvent des erreurs à cet égard [10].

Dans les cas des piliers de bord et d'angle, un soin particulier doit être également apporté aux détails constructifs. Les piliers seront disposés si possible suffisamment en retrait par rapport au bord, ce qui facilite considérablement la disposition et l'ancrage des armatures. Tandis que les câbles parallèles au bord libre contribuent favorablement à la résistance au poinçonnement, la composante verticale des câbles perpendicu-

laire au bord est en général petite et négligeable. Pour les piliers d'angle, cette contribution est elle aussi pratiquement nulle. Néanmoins, même s'il n'y a pas de composante verticale favorable, l'état de contrainte induit dans ces zones par les têtes d'ancrage a un effet positif sur la résistance au poinçonnement.

#### Vérification du comportement en stade de service

Pour la vérification du comportement en stade de service de la dalle plate, le programme fournit les données principales nécessaires. Ces données peuvent, bien entendu, être utilisées pour un calcul complémentaire plus détaillé «à la main» si besoin est.

#### Déformations

Le programme livre les valeurs de flèche sous poids propre et précontrainte au milieu des champs et au milieu des entrepiliers. Pour les dalles à trame régulière, ces valeurs correspondent exactement à la théorie élastique des plaques minces, alors que dans le cas de portées irrégulières il s'agit, selon la méthode de calcul adoptée, de très bonnes valeurs approchées.

Pour le calcul des déformations, le moment d'inertie à la flexion pris en compte par le programme est celui du béton seul non fissuré. Cette hypothèse est admissible, car les moments de flexion dus aux charges de service y compris la précontrainte sont sensiblement plus faibles que ceux qui provoquent la fissuration pour la plus grande partie de la surface de la dalle. L'influence du fluage du béton peut être prise en compte en majorant les valeurs de flèche avec le facteur  $(1 + \varphi_n)$ .

Les déformations des dalles plates précontraintes sont normalement très petites et ne posent aucun problème si l'épaisseur et la précontrainte ont été correctement choisies. Ceci, comparativement aux dalles plates non précontraintes, implique un comportement à la déformation bien meilleur et à un risque de fissuration beaucoup plus faible. Ce comportement nettement plus favorable provient du large état non fissuré du béton de la dalle et de l'effet soulageant de la précontrainte qui agit en sens opposé des charges.

En ce qui concerne les déformations dues au retrait du béton et aux variations de température, le comportement des dalles plates précontraintes est peu différent de celui des dalles armées passivement.

#### Comportement à la fissuration

Dans une dalle plate dimensionnée selon la méthode esquissée ci-dessus, on obtient, en plus des câbles de précontrainte, une armature passive dans toutes les zones où peuvent apparaître

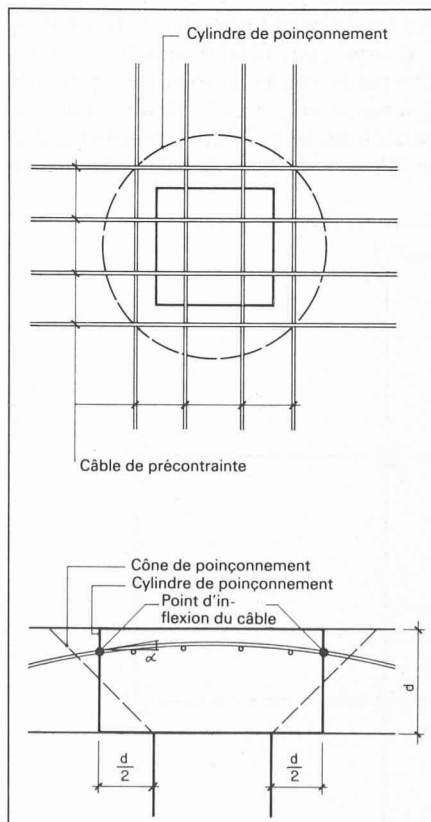


Fig. 7. — Influence d'un faisceau de câbles disposé de manière appropriée sur la résistance au poinçonnement.

des contraintes de traction dans le béton dues à l'importance de la surcharge ou à la position défavorable de celle-ci. Une *armature minimale* (par exemple 0,1% de la section de béton) peut être prescrite et sera automatiquement prise en compte par le programme dans toutes ces zones. Ceci conduit à un comportement excellent à la fissuration de la construction et rend normalement toute vérification superflue.

Un *contrôle des états de contrainte* peut être facilement réalisé à l'aide des valeurs de moment livrées par le programme. Il faudra, bien entendu, ne pas oublier l'influence des efforts normaux dus à la précontrainte. Dans l'évaluation de ces efforts normaux il faudra tenir compte, s'il y a lieu, des déformations empêchées de la dalle dans son plan. Des indications à ce sujet sont contenues dans [1].

## Conclusions

La présente publication décrit à grands traits une méthode de calcul et de dimensionnement pour les dalles plates précontraintes adaptée à un ordinateur de table. La *détermination des efforts intérieurs* se base sur la méthode statique de la théorie de la plasticité en utilisant des solutions partielles découlant de la théorie élastique des plaques. Le *dimensionnement de l'armature passive* suit, pour l'essentiel, la directive 34 de la norme SIA 162. La méthode conduit à une solution «sûre» du dimensionnement et à une disposition de l'armature

## Références bibliographiques

- [1] DESSERICH, G., NARAYANAN, R., *Vorgespannte Flachdecken — Erfahrungen und Entwicklungen*. Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 37, 1980.
- [2] Fédération internationale de la précontrainte, *Recommendations for the design of flat slabs in post-tensioned concrete (using unbonded and bonded tendons)*. FIP/25, May 1980.
- [3] KINNUNEN, S., NYLANDER, H., *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*. Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, No. 158, 1960.
- [4] KÄGI, R., STAMM, K., *Vorgespannte Flachdecken im Lagerhaus Schöntalhof Ruppertswil*. Schweizerische Bauzeitung, Heft 49, 1973.
- [5] Losinger AG, *Vorgespannte Decken*. Januar 1981, herausgegeben von der Fa. Losinger AG, Bern.
- [6] MARTI, P., *Gleichgewichtslösungen für Flachdecken*. Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 38, 1981.
- [7] MARTI, P., RITZ P., THÜRLIMANN, B., *Prestressed concrete flat slabs*. IVBH-Berichte, S. 1/77.
- [8] MENN, CH., *Brückenbau II*. Vorlesungsautographie, Abteilung für Bauingenieurwesen, ETH Zürich, 1981.
- [9] PRALONG, J., BRÄNDLI, W., THÜRLIMANN, B., *Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten*. Bericht Nr. 7305-3. Institut für Bau- und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel, Dezember 1979.
- [10] SCHNEIDER, J., *Stahlbetonbau*. Vorlesungsautographie, Abteilung für Kulturtechnik und Vermessung, ETH Zürich, 1982.
- [11] Société suisse des ingénieurs et des architectes, *Normes pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint*. SIA 162 (édition 1968) + Directive 34 (édition 1976).
- [12] THÜRLIMANN, B., MARTI, P., *Plastizität im Stahlbeton*. Vorlesungsautographie, Abteilung für Bauingenieurwesen, ETH Zürich, 1981.
- [13] WOLFENBERGER, R., *Traglast und optimale Bemessung von Platten*. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Wildeg, 1964.
- [14] WOOD, R. H., *Elastic and plastic behaviour of slabs and plates*. Thames and Hudson, London, 1961.
- [15] WÜTHRICH, W., *Post-tensioned concrete flat slabs in building design and construction — the support-strip method of prestressing*. Proceedings of the 9th International Congress of the FIP, 1982, Vol. 1, S. 78.

passive garantissant un bon comportement de la dalle plate en stade de service.

Programmation pour l'ordinateur de table HP 85:  
Bureau Heiniger, 8620 Wetzikon

Adresse des auteurs:  
Ramasubba Narayanan,  
M.Sc. c/o Stahlton SA  
Riesbachstrasse 57, 8034 Zurich

Jörg Schneider, professeur  
Institut für Baustatik und  
Konstruktion, EPFZ  
8093 Zurich, Höggerberg

## Vie de la SIA

### Mise à l'enquête d'une norme SIA

La norme SIA mentionnée ci-après est mise en consultation. Le projet de texte peut être demandé au secrétariat général de la SIA, case postale, 8039 Zurich (participation aux frais: Fr. 5.—).

Les avis devront être envoyés par écrit à la commission compétente (p. adr. secrétariat général). Le délai de réponse est fixé au 10 décembre 1982.

### Norme 370 «Ascenseurs et installations similaires, escaliers roulants et trottoirs roulants»

Etant donné que la norme SIA 106 (1960) «Installation et utilisation d'ascenseurs» ne rejoint plus les exigences concernant la sécurité et qu'elle est également dépassée par l'évolution de la construction et de l'utilisation d'ascenseurs, elle sera remplacée par de nouvelles normes qui sont réparties en trois groupes:

- Ascenseurs pour le transport de personnes et de marchandises.
- Ascenseurs pour le transport de marchandises.
- Escaliers roulants et trottoirs roulants.

Au 1<sup>er</sup> janvier 1979, les normes 370/10 «Ascenseurs pour le transport de personnes et de marchandises» et 370/24 «Installations de levage pour marchandises» sont entrées en vigueur et ont été approuvées par une décision du 19 février 1981 du Département fédéral de l'Intérieur conformément à la Loi fédérale du 19 mars 1976 concernant la sécurité des installations et appareils techniques, c'est-à-dire qu'elles ont un caractère obligatoire pour tous les constructeurs et importateurs.

Pour se prononcer, nous en arrivons à la norme SIA 370/21 «Ascenseurs pour le transport de marchandises, chargement et déchargement mécaniques». Pour le transport interne et l'entreposage de marchandises, les ascenseurs ont acquis une importance particulière qui forment une partie d'un système de

transport dans le sens horizontal et vertical. Les marchandises sont remises au porte-charge de l'ascenseur et reprises de celui-ci au moyen de porteurs de charge appropriés par une installation de chargement et de déchargement qui lui appartient. Attendu que pour de tels ascenseurs, les exigences en matière de sécurité ne sont pas suffisantes, cette norme correspond ainsi à un besoin urgent. Pour les ascenseurs destinés au transport de marchandises dont le chargement et le déchargement sont l'affaire de personnes avec ou sans moyens auxiliaires mécaniques, une nouvelle norme sera élaborée.

La norme 370/21 constitue une norme de sécurité qui présente la même structure que la norme 370/10 et qui contient également les exigences applicables. Il a été tenu compte de l'état actuel de la technique dans la construction d'ascenseurs ainsi que des expériences d'organes de surveillance, d'utilisateurs et de constructeurs. Elle est valable pour l'entraînement électro-mécanique et sera complétée par des exigences pour l'entraînement hydroélectrique —