Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses

Band: 119 (1993)

Heft: 8

Artikel: Dalles en béton: vérification de la sécurité structurale d'une dalle de parking en béton armé au moyen d'une analyse non linéaire matérielle

Autor: Carbajal, José

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-78030

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: 12.07.2025

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

Dalles en béton

Vérification de la sécurité structurale d'une dalle de parking en béton armé au moyen d'une analyse non linéaire matérielle

Par José Carbajal, Dr ès sc. tech., collaborateur scientifique IBAP-Béton armé et précontraint EPFL, 1015 Lausanne

Introduction

Cet article présente la vérification de la sécurité structurale d'un cas réel de dalle de parking en béton armé, au moyen d'une analyse non linéaire matérielle [1][1]. Une opération rendue possible par la mise au point d'un algorithme de calcul résultant d'une recherche entreprise sous la direction des professeurs François Frey, du Laboratoire de mécanique des structures et milieux continus (LSC), et René Walther, de l'Institut de béton armé et précontraint (IBAP), de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

En considérant que les dalles dans le bâtiment constituent environ 80% du gros œuvre, le but de cette recherche a été de démontrer la possibilité d'appliquer quotidiennement une analyse non linéaire matérielle des dalles en béton armé et précontraintes, afin de mieux exploiter la résistance des armatures et de réduire ainsi leur coût.

L'algorithme de calcul pour l'analyse non linéaire matérielle est intégré dans le programme *Felina* [2] dont la partie linéaire est utilisée actuellement par la chaîne informatique *Candide* [3] pour le dimensionnement des dalles en béton armé. Etant donné que la vérification de la sécurité structurale réelle de la dalle de parking a été réalisée avec cette chaîne, on a repris une partie des résultats concernant cette vérification pour les comparer aux résultats de l'analyse non linéaire.

Généralités

La vérification de la sécurité structurale des dalles en béton armé s'effectue, en général, par l'application du théorème statique de la théorie de plasticité, à partir d'une distribution élastique linéaire des efforts intérieurs majorés et d'un critère linéaire de plasticité [4]:

$$m_{xd} + |\, m_{xyd} \,| \leq \frac{m_{xR}}{\gamma_R} \qquad m_{yd} + |\, m_{xyd} \,| \leq \frac{m_{yR}}{\gamma_R} \qquad (1a)$$

$$-\, m_{xd} + |\, m_{xyd} \,| \leq \frac{m'_{xR}}{\gamma_R} \qquad -\, m_{yd} + |\, m_{xyd} \,| \leq \frac{m'_{yR}}{\gamma_R} \qquad (1b)$$

où

m_{xd}, m_{yd}, m_{xyd}	sont les moments de flexion et de torsion unitaires de dimensionnement provenant d'un calcul élastique;
m_{xR}, m_{yR}	sont les moments résistants positifs unitaires selon les directions x et y;
m'_{xR}, m'_{yR}	sont les moments résistants négatifs unitaires selon les directions x et y;
γ_R	est le facteur de résistance.

Les résistances ultimes à la flexion sont toujours considérées comme des grandeurs positives.

Les moments résistants unitaires sont calculés à partir des diagrammes contrainte-déformation présentés à la figure 1, en admettant que les armatures se plastifient selon leurs directions initiales [5]. Afin d'assurer une certaine ductilité, la hauteur de la zone comprimée x est limitée à 0,5 d.

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

Cette façon de vérifier la sécurité structurale conduit souvent à une armature passive trop importante, car on néglige la redistribution des efforts intérieurs provoquée par la fissuration du béton. De plus, les singularités du calcul élastique dues aux charges ou aux appuis conduisent à une distribution des moments qui est très différente de celle à la rupture.

Dalle de parking

La dalle de parking, d'une surface d'environ 2100 m² et de 34 cm d'épaisseur, comprenant des cages d'escalier et d'ascenseur, repose sur des murs en béton armé en sa périphérie et, principalement, sur des colonnes en béton armé à l'intérieur de celle-ci (fig. 2). Ces dernières ont été modélisées par des ressorts élastiques afin de tenir compte de l'élasticité axiale des colonnes qui réduit les pointes des moments à ces endroits. Le maillage utilisé est très similaire à celui du calcul élastique et il est constitué de 1708 éléments quadrilatères. L'armature passive de la dalle, dont une partie est montrée dans les figures 3a et 3b, a été déterminée selon la norme SIA 162, comme mentionné plus haut.

Analyse non linéaire matérielle

Bases

Les bases de cette analyse (calcul pas à pas) se trouvent dans les références [6] à [11]. La méthode employée est une approche par courbures; elle permet de formuler les équations constitutives par des relations moment-courbure, ce qui évite d'utiliser des lois contraintes-déformations spécifiques du béton et de l'acier pour obtenir les moments internes, en intégrant les contraintes résultantes sur l'épaisseur. L'approximation multilinéaire de la loi moment-courbure de la figure 4 tient également compte, d'une façon partielle, de l'effet du *tension stiffening*.

Matériaux

Les caractéristiques mécaniques du béton et des aciers prises en compte dans les calculs sont les suivantes:

béton type B(L) 40/30 (fig. 5a):

$f_{cw,min}$	= 30 N/mm²	(valeur minimale de la résistance à la compression sur cube)
E_c	= 21 kN/mm²	(module d'élasticité)
f_{ct}	= 2,5 N/ mm²	(résistance à la traction);

aciers (fig. 5b):

f_y	= 460 N/mm²	(limite d'écoulement de calcul des aciers S500)
E_s	= 210 kN/mm²	(module d'élasticité).

Caractéristiques géométriques des armatures passives

L'armature est disposée orthogonalement sur toute la dalle avec un enrobage de 2,5 cm. Les champs de dalle ont été modélisés comme étant isotropes, hormis quelques-uns où l'orthotropie jouait un rôle déterminant. Cela a été nécessaire car le stade de développement actuel du programme ne permet que le calcul des dalles isotropes ou ne présentant qu'une faible orthotropie (≤ 1,5) [6].

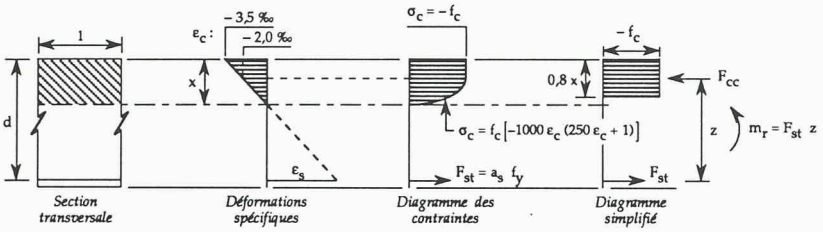


Fig. 1. – Contraintes et déformations d'une section à l'état limite de résistance (SIA 162)

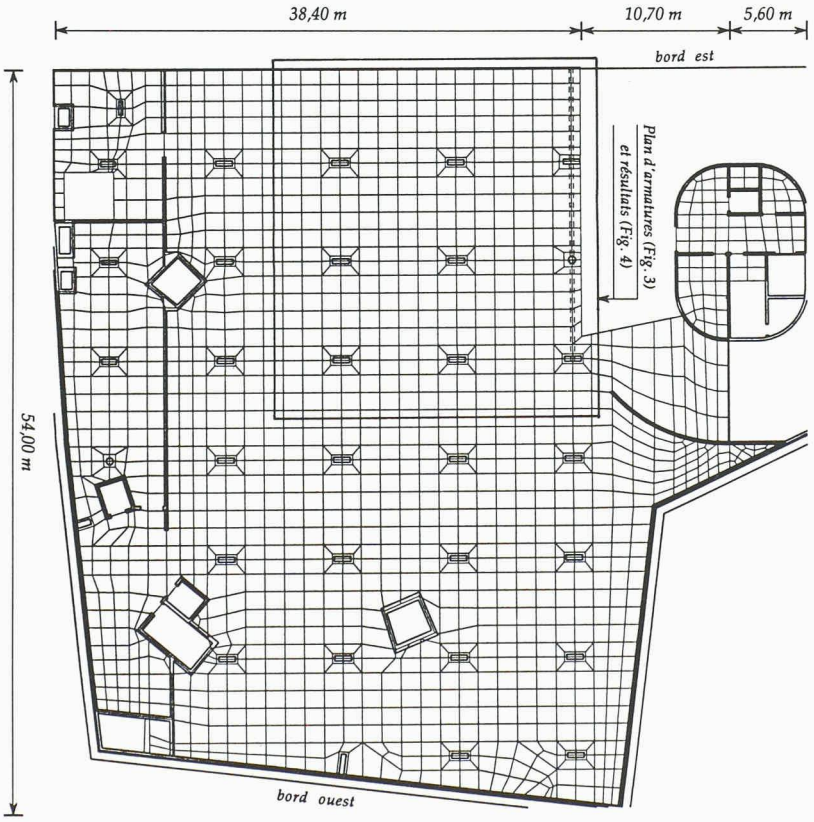


Fig. 2. – Vue en plan de la dalle de parking avec le maillage d'éléments finis

Charges de rupture

On n'a considéré qu'un seul cas de charge uniforme sur toute la dalle comprenant le poids propre (g) et une charge uniforme (q) variable. Au stade de service, ces charges valent:

g	=	25 kN/m³ × 0,34 m	=	8,5 kN/m²
q	=	charge uniforme	=	11,8 kN/m²
$(g+q)$	=	*charge de service*	=	20,3 kN/m².

La charge de rupture théorique est calculée en majorant les charges par les coefficients de charge (γ_g, γ_q) et de résistance (γ_R) respectifs:

$$(g+q)_R = (g+q)_{d\,\gamma R} = 34{,}5 \text{ kN/m}^2$$

avec

$$(g+q)_d = (\gamma_g\, g + \gamma_q\, q) = (1{,}3\, g + 1{,}5\, q) = 28{,}8 \text{ kN/m}^2$$

et $\gamma_R = 1{,}2.$

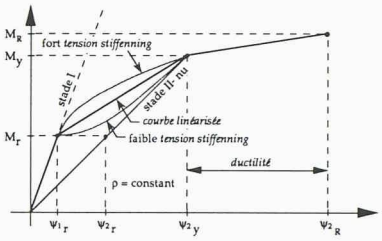


Fig. 4. – Loi moment-courbure simplifiée [6]

Le facteur de sécurité globale théorique est donc:

$$\frac{(g+q)_R}{(g+q)} + \frac{34{,}5}{20{,}3} = 1{,}70.$$

La charge de rupture numérique obtenue par l'analyse non linéaire vaut:

$$(g+q)_{u\,num} = 56{,}2 \text{ kN/m}^2$$

ce qui constitue un rapport des charges de rupture (numérique/théorique) de:

$$\frac{(g+q)_{u\,num}}{(g+q)_R} = \frac{56{,}2}{34{,}5} = 1{,}63.$$

Le facteur de sécurité global réel (rapport entre les charges de rupture numérique et de service) vaut ainsi:

$$\frac{(g+q)_{u\,num}}{(g+q)} = \frac{56{,}2}{20{,}3} = 2{,}77 > 1{,}70.$$

Par ailleurs, la charge de rupture calculée d'après la théorie des lignes de rupture de Johansen était de 52,2 kN/m², ce qui est très similaire à celle obtenue par l'analyse numérique.

Comparaison des résultats

Certains résultats du calcul élastique *(charge de rupture théorique)* et de l'analyse non linéaire *(charge de rupture numérique)* sont donnés dans la figure 6.

Déplacements

Les déplacements élastiques et non linéaires sont montrés dans les figures 6a et 6b. On constate que les premiers sont environ 10 fois plus petits que les seconds. Il est intéressant de noter que les déplacements maximaux se développent près du bord est de la dalle dans l'analyse élastique, alors qu'ils sont proches du bord ouest dans le cas de l'analyse non linéaire, à l'endroit où la première rupture locale de la dalle se produit. Il est évident qu'une autre disposition d'armature aurait provoqué, à l'état ultime, une distribution différente des flèches.

Moments

Les résultats des moments de couverture élastiques[2] et non linéaires sont représentés sous la forme d'isovales (fig. 6b et 6c). On observe une différence très nette entre la magnitude et la distribution de ces moments. Les moments de couverture élastiques dépendent uniquement de la sec-

[2] $m_1 = (m_x + m_{xy})_d$ et $m_2 = (m_y + m_{xy})_d$

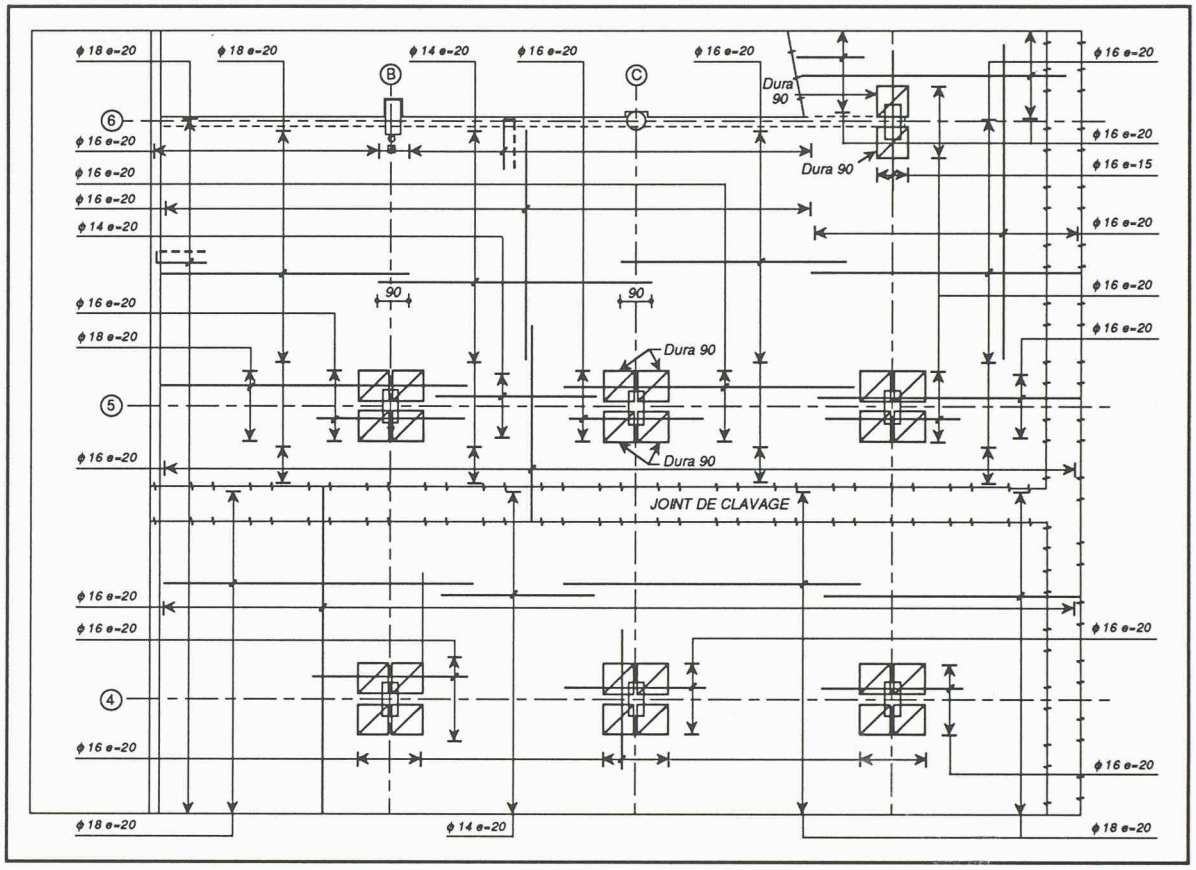


Fig. 3a. – Détail des plans d'armatures inférieures

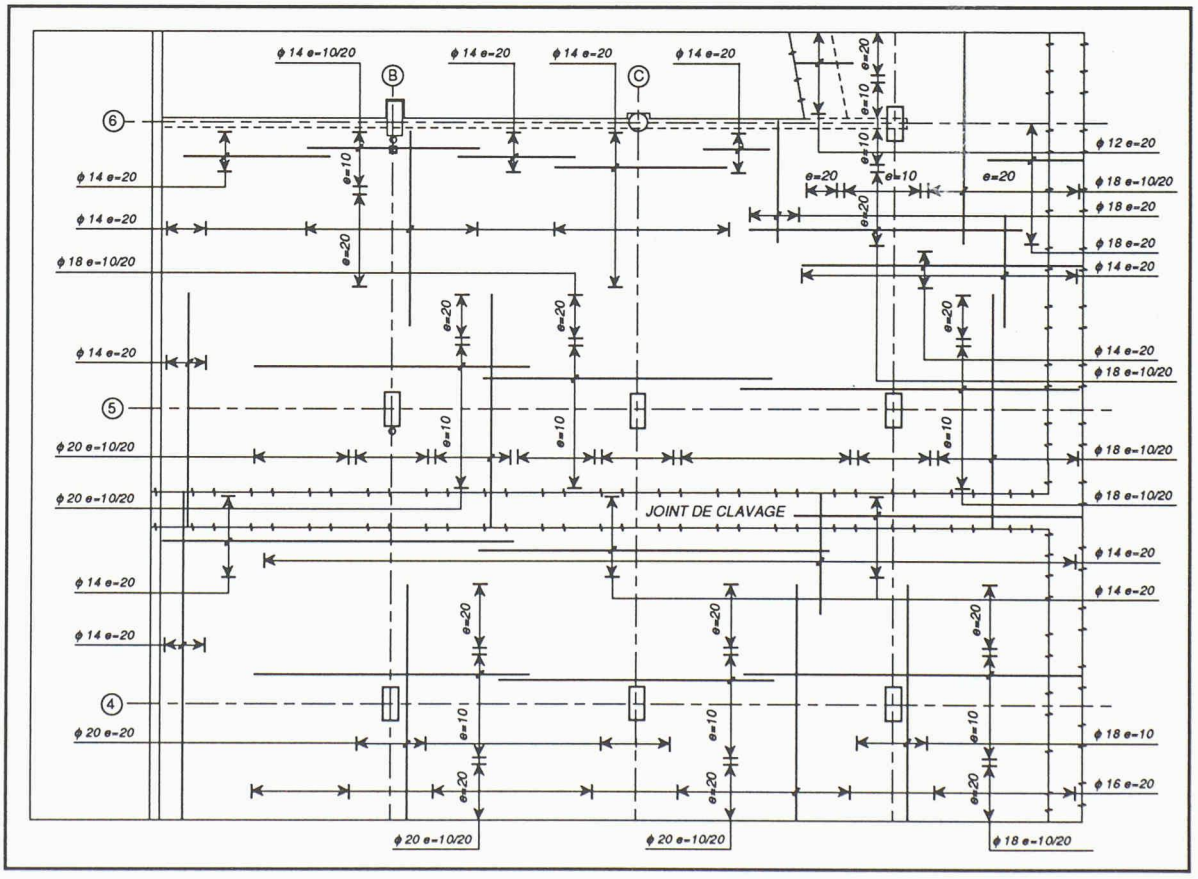
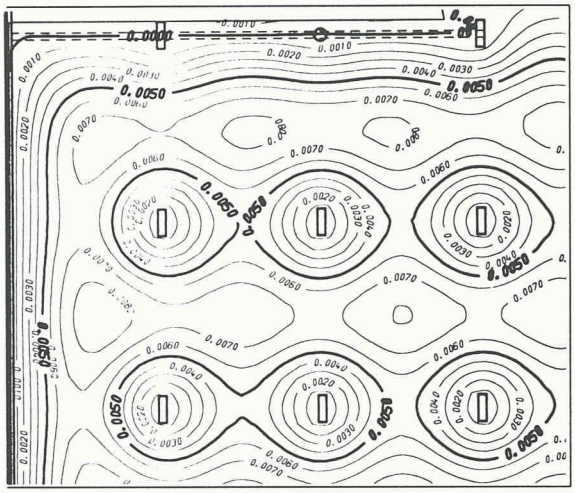
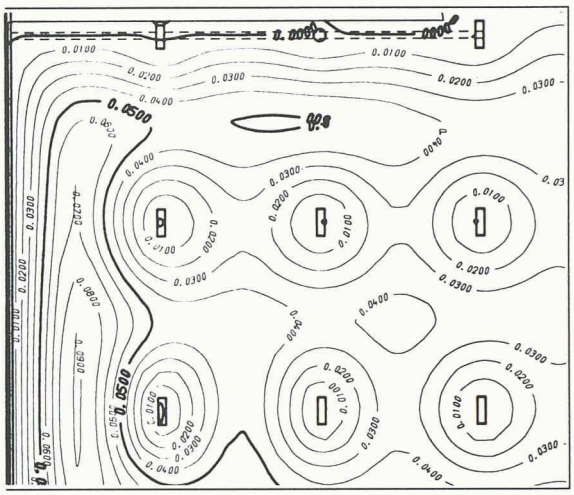


Fig. 3b. – Détail des plans d'armatures supérieures

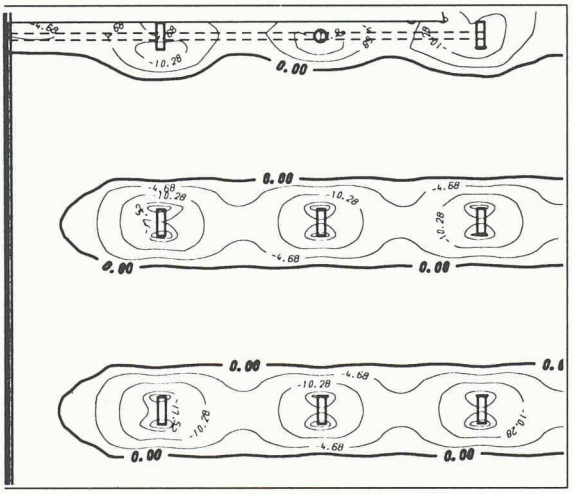
tion du béton *(stade I)*, alors que ceux de l'analyse non linéaire dépendent de la distribution de l'armature réelle et de la fissuration du béton *(stades I et II-nu)*. C'est la raison pour laquelle les moments obtenus par cette dernière analyse sont en moyenne 1,60 fois plus importants que les moments élastiques, ce qui correspond au rapport entre les coefficients de sécurité globaux théorique et numérique. Les courbes isovales élastiques et non linéaires des moments de flexion (m_x, m_y) et de torsion (m_{xy}) peuvent être également obtenues par la chaîne *Candide*.



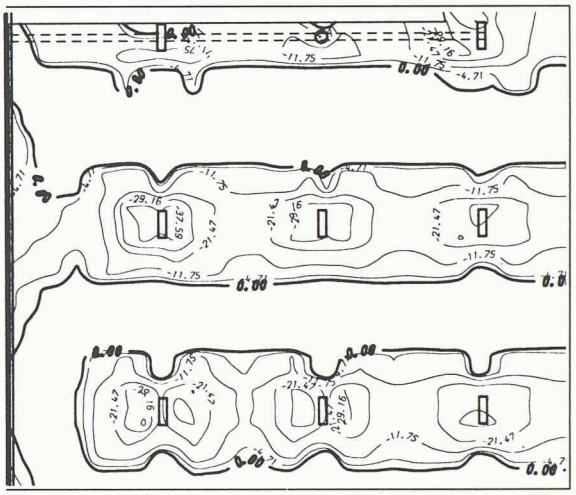
(a) Flèches élastiques (m).



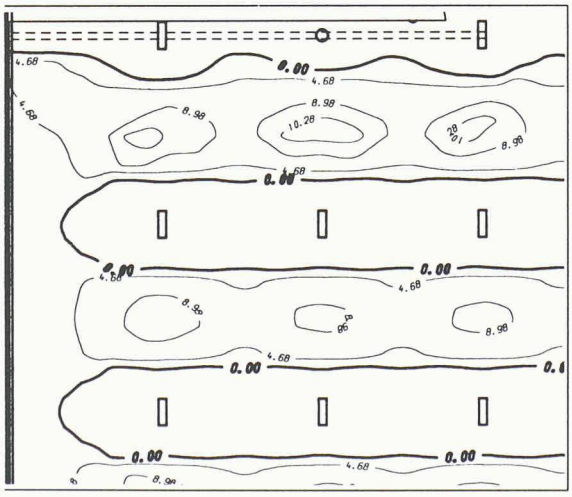
(b) Flèches non linéaires (m).



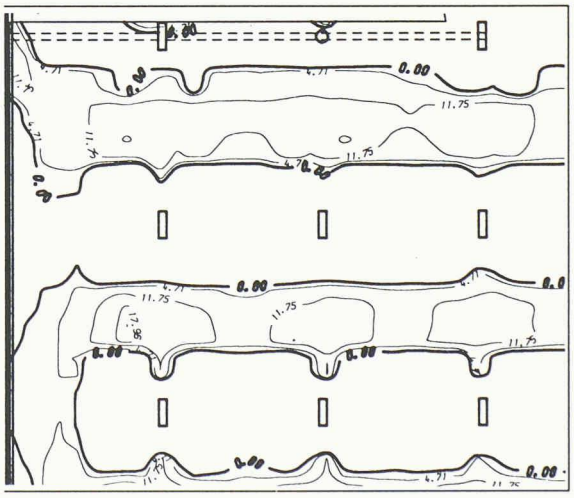
(c) Moments de couv. élast. nég. ($-m_y + |m_{xy}|$) en t-m/m.



(d) Moments de couv. non lin. nég. ($-m_y + |m_{xy}|$) en t-m/m.



(e) Moments de couv. élas. pos. ($m_y + |m_{xy}|$) en t-m/m.



(f) Moments de couv. non lin. pos. ($m_y + |m_{xy}|$) en t-m/m.

Fig. 5. – Diagrammes de calcul: (a) pour le béton; (b) pour les aciers

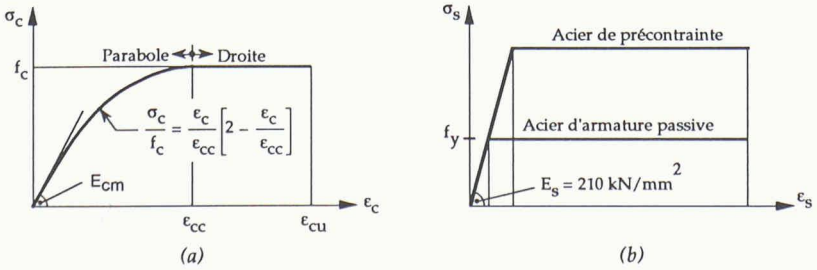


Fig. 6. – Résultats du calcul à la rupture

Conclusions

On a présenté dans cet article l'analyse non linéaire matérielle d'une dalle de parking en béton armé. Vu les progrès considérables enregistrés dans le domaine de l'informatique au cours de ces dernières années, il est clair que le principal obstacle à l'application quotidienne d'une telle analyse viendra essentiellement du manque de formation des ingénieurs praticiens plutôt que d'une insuffisance de capacité des ordinateurs qui sont à la portée de tous les bureaux d'études.

Sur la base d'une analyse non linéaire matérielle, des économies non négligeables sur les armatures passives peuvent être réalisées. De plus, celles-ci peuvent être disposées d'une façon plus efficace, car la distribution des moments obtenue se rapproche de celle à la rupture, ce qui diffère d'une distribution provenant d'un calcul élastique, où la fissuration du béton et la disposition de l'armature sont négligées.

Il est très important d'avoir un pré- et un post- processeurs performants qui permettent de générer les données et de traiter le plus aisément possible les résultats, comme c'est déjà le cas pour un calcul élastique. L'effort de développement d'un post-processeur peut être considérablement réduit en considérant que les résultats d'une analyse non linéaire pourraient être traités d'une façon similaire à ceux provenant d'un calcul élastique, car chaque pas de charge représente en soi un calcul linéaire.

Il faut remarquer que, dans cette étude, l'influence des effets différés a été négligée. Etant donné qu'une analyse non linéaire matérielle permet de définir des courbes charges – flèches (P–δ) de n'importe quel point de la dalle, la vérification de l'aptitude au service (flèches, contraintes, fissuration) devient plus facile, car les stades *I et II-nu* peuvent être déterminés graphiquement. On peut également envisager une vérification automatique du stade de service telle qu'elle est présentée dans [12] ou proposée dans [6]; cette extension est en cours de réalisation dans le logiciel *Felina*.

Travaux complémentaires

Des travaux complémentaires concernant le traitement numérique de l'orthotropie et, plus généralement, de l'anisotropie des dalles en béton armé sont également en cours, ainsi que la programmation pour l'analyse des dalles précontraintes [13].

Bibliographie

[1] CARBAJAL J.: «Analyse non linéaire d'un cas réel d'une dalle de parking en béton armé», rapport interne N° 91.04.03. EPFL, Lausanne, 1992

[2] *Felina* (Finite Element Linear and Incremental Nonlinear Analysis), programme développé par le MSM de l'Université de Liège et le LSC de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

[3] *Candide* (Calcul, analyse, dimensionnement et dessin), progiciel développé par EIT SA, Epalinges

[4] Norme SIA 162: Ouvrages en béton, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 6/1989

[5] JOHANSEN K. W.: «Yield-Line Theory» (traduction du danois), Cement and Concrete Association, 181 p., Londres, 1962

[6] CARBAJAL J.: «Analyse non linéaire des dalles en béton armé», rapport interne N° 91.04.02, EPFL, Lausanne 1992

[7] CARBAJAL J.: «Vérification de la sécurité structurale des dalles en béton armé et précontraint selon la norme SIA 162 (1989)», rapport interne N° 91.04.01, EPFL, Lausanne, 1992

[8] IBRAHIMBEGOVIC A., FREY F.: «An Efficient Implementation of Stress Resultants Plasticity in Analysis of Reissner-Mindlin Plates», LSC Internal Report 91/12, EPFL, Lausanne, août 1991

[9] IBRAHIMBEGOVIC A., FREY F.: «Stress Resultants Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Plates», LSC Internal Report 92/01, EPFL, Lausanne, février 1992

[10] STUDER M. A.: «Modélisation du béton armé et non armé pour le calcul non linéaire des structures planes en poutres par éléments finis», rapport interne 85/2, LSC, EPFL, Lausanne, 1985

[11] FREY F., STUDER M. A.: «Lois constitutives dans Felina-Extensions», rapport interne LSC 92/9, EPFL, Lausanne, 1992

[12] FAVRE R. et CHARIF H.: «Modèle de base et méthodes simplifiées du calcul des déformations des structures en béton selon les codes européens», *IAS* N° 25, 1992

[13] CARBAJAL J.: «Analyse non linéaire des dalles en béton précontraint», rapport interne N° 91.04.04, EPFL, Lausanne, 1992

Remerciements

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet CERS 2109.1 CAO du bâtiment. L'auteur tient à remercier la Commission pour l'encouragement de la recherche scientifique de son appui, les bureaux d'études Monod Ingénieurs Conseils (Epalinges) et Perreten & Milleret (Genève) qui ont participé au financement de cette recherche, ainsi que la société Eperon Informatique Technique (Epalinges) qui a développé le progiciel *Candide*.