

Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte
Band: 48 (1985)

Artikel: Efficacité de la connexion dans les planchers mixtes de bâtiment
Autor: Aribert, Jean-Marie / Moum, Chantha
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-37463>

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: 30.03.2025

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

Efficacité de la connexion dans les planchers mixtes de bâtiment

Wirksamkeit der Verbindung in Verbunddecken

Efficiency of the connection in composite floor

Jean-Marie ARIBERT

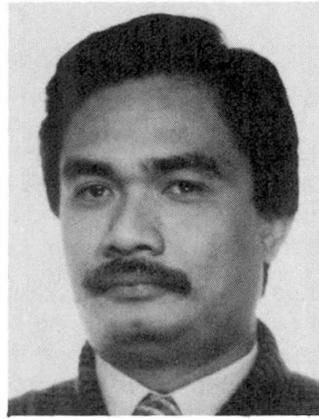
Prof. des Universités
INSA
Rennes, France



Jean-Marie Aribert, 44 ans, Ing. et Docteur-Sciences, enseigne la Mécanique des Structures à l'Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, depuis 1970. Il dirige un laboratoire orienté principalement vers la Construction Métallique. Il est Conseiller Scientifique au CTICM.

Chantha MOUM

Ingénieur d'Etudes
CTICM
Paris, France



Chantha Moum, né en 1949, obtient son diplôme d'Ingénieur des Arts et Manufactures à l'Ecole Centrale de Paris. Il est Ingénieur d'Etudes au CTICM depuis 1975, et s'occupe, entre autres, des problèmes de structures mixtes acier-béton dans les bâtiments et les ouvrages d'art.

RÉSUMÉ

Cette communication concerne d'une part la définition d'une procédure pour déterminer la limite d'adhérence des dalles collaborantes, d'autre part le développement d'un modèle général de calcul de la connexion de ces dalles avec les poutres. La maîtrise de ces deux aspects permet d'envisager alors un dimensionnement optimal des planchers mixtes de bâtiment.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Beitrag behandelt einerseits die genaue Darstellung eines Verfahrens, durch das die Haftungsgrenze von Verbundplatten bestimmt werden kann und andererseits die Entwicklung eines generellen Berechnungsmodells für die Verbindung zwischen diesen Platten und den Trägern. Unter Berücksichtigung dieser beiden Aspekte dürfte eine optimale Dimensionierung der Verbunddecken möglich sein.

SUMMARY

The present paper deals with the definition of a procedure for determining the limiting adhesive strength of composite slabs on the one hand, and for developing a general calculation model of the connection between these slabs and the beams, on the other hand. The control of both these aspects allows an optimal design of building composite floors.



1. INTRODUCTION

Un système de plancher qui est courant dans le bâtiment, consiste à utiliser des tôles minces nervurées en acier, profilées à froid ; ces tôles reposent sur le réseau des poutres et des solives et servent à la fois d'armatures et de coffrage à la dalle en béton armé, coulée sur place. Pour obtenir une pleine efficacité du système, il est nécessaire de savoir déterminer les possibilités mécaniques de l'action mixte à deux niveaux : celui de l'adhérence du béton avec le bac acier (dalle collaborante), et celui de la connexion de la dalle avec les poutres.

Tout d'abord, on met l'accent sur l'aspect de la dalle collaborante, l'observation amenant à distinguer deux niveaux de charge : l'un correspond au début du glissement, l'autre à la ruine consécutive à une perte complète de l'adhérence. On indique alors comment, avec une sécurité appropriée, il est possible de définir la charge d'utilisation de la dalle, en tenant compte à la fois de la charge de ruine et de celle relevée au début du glissement.

Dans une seconde partie relative à la connexion de la dalle avec les poutres ou solives, on présente, dans ses grandes lignes, un modèle original de calcul non linéaire, applicable jusqu'au stade de la ruine du plancher. Le modèle intègre l'influence du glissement au droit des connecteurs ainsi que celle d'une séparation éventuelle de la dalle et de la poutre en certaines parties de leur interface ; il permet de suivre, au cours d'un chargement croissant, l'évolution des flèches, des efforts sur les connecteurs et des contraintes en section, tout le long de la poutre.

Pour terminer, on donne un exemple d'application au dimensionnement d'un plancher mixte avec une dalle conçue pour être collaborante selon le critère indiqué en première partie ; par comparaison à un dimensionnement conventionnel, l'analyse du comportement exact du plancher à l'aide du modèle exposé dans la deuxième partie, permet de déterminer un dimensionnement optimal conduisant à une économie de matière et de connexion.

2. METHODE POUR LA DETERMINATION DE LA LIMITE D'ADHERENCE TOLE-BETON DES DALLES A BACS COLLABORANTS

2.1 Présentation du système

La collaboration entre la tôle nervurée et le béton, coulé au-dessus, d'une dalle dite "à bac collaborant" (fig. 1) est obtenue grâce aux bossages situés sur les flancs d'onde ou grâce à la forme même du bac en acier. Le concept de collaboration sans aucun glissement est théorique et ne peut constituer un critère d'adhérence significatif pour la dalle. En réalité, à partir d'un certain niveau de chargement, un glissement très faible se produit qui permet aux bossages de jouer leur rôle d'accrochage mécanique entre la tôle et le béton.

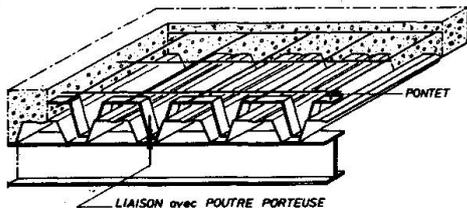


Fig. 1 - Système à bac collaborant

2.2 Comportement des dalles

L'observation expérimentale montre que le comportement des dalles suit, en général, l'allure de la courbe de la figure 2 où l'on peut distinguer trois niveaux de charge :

- la charge P_f de fissuration du béton ;
- la charge P_g de début de glissement ;
- et la charge P_r de ruine de la dalle, obtenue par une perte complète d'adhérence (entraînant nécessairement sa rupture).

A partir des divers essais de laboratoire réalisés en France, il a été possible de tirer les conclusions suivantes :

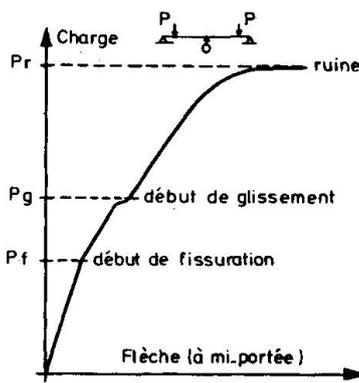


Fig. 2 - Comportement général d'une dalle

- les bossages ou autres systèmes d'accrochage ne jouent pleinement leur rôle qu'à partir de la charge de début de glissement ;
- la différence entre les charges P_r et P_g constitue une information essentielle pour la performance du système d'adhérence d'un profil donné. Au plan de la sécurité, on pourra considérer la dalle comme "ductile" si $(P_r - P_g)$ est important, et comme "fragile" si cette différence est faible ;
- pour un type de dalle et un type de chargement fixés, la charge de ruine est pratiquement inchangée en répétant plusieurs essais, si bien que l'on peut attribuer à P_r un caractère déterministe ;
- en revanche, la charge de début de glissement P_g est

assez aléatoire : elle dépend beaucoup de l'état de surface de la tôle et du phénomène de "collage", d'origine physico-chimique, entre la tôle et le béton, suite au coulage du béton.

2.3 Détermination de la contrainte limite d'adhérence à la ruine

Des études ont été réalisées aux Etats-Unis par SCHUSTER [1] sur un grand nombre d'échantillons et elles ont permis d'établir des formulations enveloppes recouvrant toutes les formes de ruine possibles (ruine par cisaillement sans glissement, ruine par flexion, ruine par cisaillement avec glissement, etc...).

En France, les dalles collaborantes sont calculées ou vérifiées en utilisant tous les critères normalement en vigueur pour les structures en béton et celles en acier. En ce qui concerne la détermination des limites d'adhérence, le C.S.T.B. [2], dans le cadre de ses Avis Techniques, propose d'effectuer, pour un type de profil donné, trois essais différents de dalle collaborante, répétés chacun une fois (donc six essais au total) ; les paramètres à faire varier entre ces trois essais sont :

- le pourcentage d'acier ρ constitué par la tôle pour la section de dalle,
- la hauteur totale d de la dalle,
- et la portée de la dalle L expérimentée.

Pour chaque essai, on calcule les contraintes de cisaillement :

$$\tau_g = \frac{T_g}{bZ} \quad \text{et} \quad \tau_r = \frac{T_r}{bZ} \quad (1)$$

où T_g et T_r sont les efforts tranchants au début du glissement et à la ruine, b la largeur de la dalle expérimentée et Z le bras de levier de la section mixte de la dalle (distance entre la résultante des contraintes de la partie comprimée du béton et la position moyenne de l'armature constituée par le bac).

En s'inspirant des travaux de SCHUSTER, les valeurs obtenues pour la contrainte de ruine τ_r peuvent être lissées à l'aide de la loi de régression linéaire :

$$\tau_r = m \frac{4\rho d}{L} + k \quad (2)$$

où m et k apparaissent comme deux coefficients spécifiques du type de bac étudié.

2.4 Détermination d'une contrainte limite d'adhérence en service

La limite d'adhérence en service est prise égale à la plus faible des deux valeurs :

$$\frac{\tau_r}{2,175} \quad \text{et} \quad \frac{\tau_g}{1,2} \quad ; \quad (3)$$

le coefficient 2,175 résulte du produit d'un coefficient de sécurité de 1,5 vis-à-vis de la ruine, propre au matériau, par un coefficient de pondération des charges, de

valeur moyenne 1,45.

Par ailleurs, le coefficient 1,2 affecté à τ_g ne vaut que pour les surcharges statiques; dans le cas de surcharges dynamiques, il est à remplacer par 1,5.

Le critère (3) permet d'obtenir une sécurité relativement homogène, aussi bien pour une dalle "ductile" (fig. 3.a) que pour une dalle "fragile" (fig. 3.b).

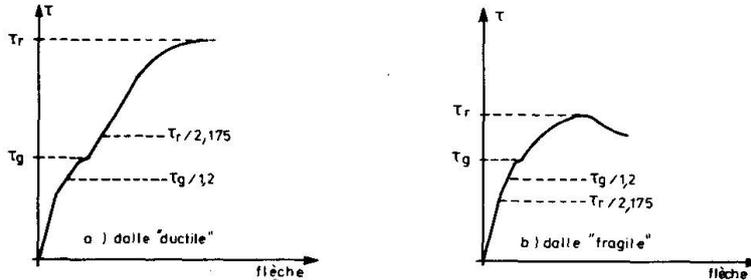


Fig. 3 - Position de la contrainte limite d'adhérence

La figure 4 montre, sur un cas réel, comment a été déterminée la droite de cisaillement limite d'adhérence, pour l'état de service (ici, la droite D_3 et non la droite D_2 affine de la droite de régression D_1 relative à la rupture).

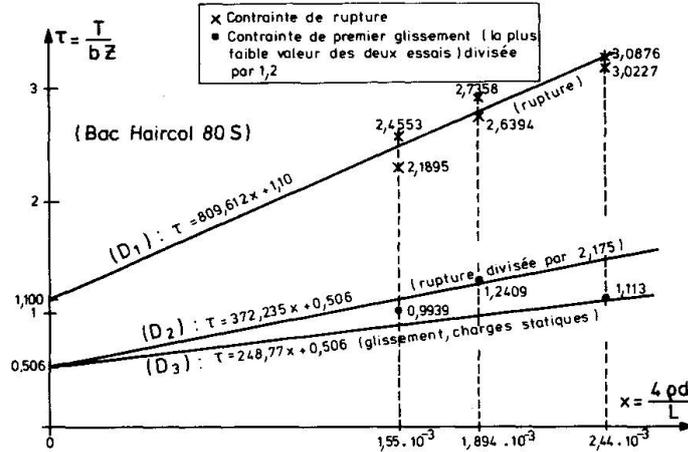


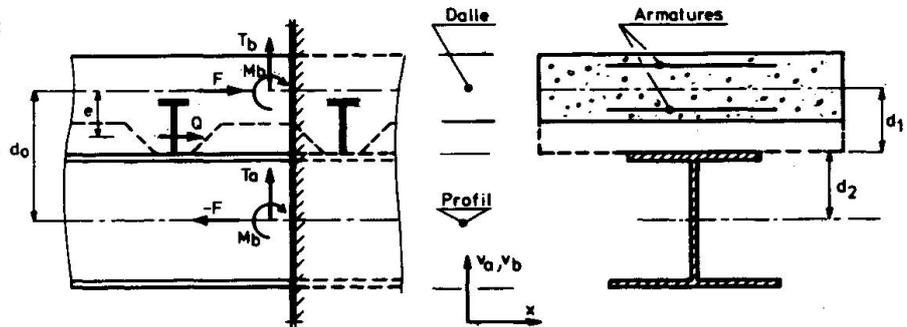
Fig. 4 - Détermination semi-empirique de la limite d'adhérence

3. MODELISATION DE LA CONNEXION DE LA DALLE AVEC LES POUTRES

3.1 Notations

On désigne par (fig. 5) :

Fig. 5
Géométrie et efforts internes de la poutre mixte



- d_0 : la distance entre les fibres moyennes de la dalle et du profil acier ;
- d_1 : la distance entre la fibre moyenne et la fibre inférieure de la dalle ;
- d_2 : la distance entre la fibre moyenne et la fibre supérieure du profil ;
- e : la distance entre la résultante Q des efforts de cisaillement du connecteur et

- la fibre moyenne de la dalle ;
 F : l'effort normal dans la dalle (avec l'effort - F dans le profil) ;
 M, M_a et M_b : les moments fléchissants appliqués respectivement à la section mixte acier-béton, au profil acier seul et à la dalle seule ;
 T, T_a et T_b : les efforts tranchants appliqués respectivement à la section mixte, au profil seul et à la dalle seule ;
 $v_a(x)$, $v_b(x)$: les déformées transversales par flexion des lignes moyennes respectivement du profil et de la dalle ;
 x : l'abscisse d'une section droite quelconque de la poutre ;
 $\gamma(x)$: le glissement relatif de l'acier par rapport au béton le long de la connexion :
 $\Delta(x) = v_b(x) - v_a(x) \geq 0$: le soulèvement de la dalle par rapport au profil ;
 ϵ_a et ϵ_b : les allongements linéiques relatifs au niveau des centres de gravité respectivement du profil et de la dalle.

3.2 Equations

Les équations ou relations à la base du modèle sont présentées brièvement ci-après :

3.2.1 Relations de comportement du profil acier et de la dalle. Adoptant comme des inconnues de base la force d'interaction F et les courbures des déformées $v_a(x)$ et $v_b(x)$, les relations de comportement peuvent s'écrire (en variables généralisées) sous la forme :

$$\text{- pour le profil : } \epsilon_a = f_a \left(F, \frac{d^2 v_a}{dx^2} \right) \quad (4)$$

$$M_a = g_a \left(F, \frac{d^2 v_a}{dx^2} \right) \quad (5)$$

$$\text{pour la dalle : } \epsilon_b = f_b \left(F, \frac{d^2 v_b}{dx^2} \right) \quad (6)$$

$$M_b = g_b \left(F, \frac{d^2 v_b}{dx^2} \right) . \quad (7)$$

Dans le cas particulier où le comportement local du béton en compression relève d'un diagramme parabole-rectangle et où celui de l'acier est de type élasto-plastique parfait, des expressions analytiques ont pu être données pour les fonctions f_a , g_a , f_b et g_b [3]. Dans le cas général, ces fonctions, relativement complexes, sont déterminées par intégration numérique en section [7].

3.2.2 Equation de compatibilité des déformations

En tout point de l'interface acier-béton (excepté au droit des connecteurs), on peut montrer que l'on doit satisfaire à :

$$\frac{d\gamma}{dx} = \epsilon_b - \epsilon_a + d_1 \frac{d^2 v_b}{dx^2} + d_2 \frac{d^2 v_a}{dx^2} \quad (8)$$

3.2.3 Equations d'équilibre en section

L'équilibre en moments de la section mixte exige :

$$M = M_a + M_b + F d_0 , \quad (9)$$

et l'équilibre en efforts tranchants :

$$T = T_a + T_b . \quad (10)$$

3.2.4 Equations d'équilibre au droit des connecteurs

Soit i l'indice repérant la position d'un connecteur le long de la poutre (i = 1, m).

Au passage de ce connecteur (fig. 6), on a trois équations d'équilibre :

- en résultante selon la direction longitudinale :

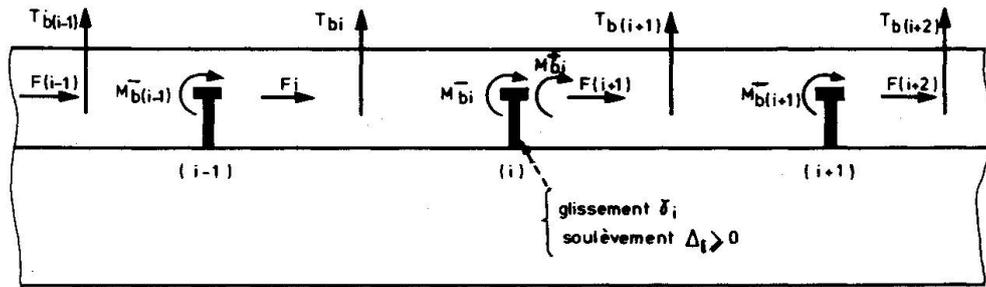


Fig. 6 - Transfert des efforts d'un connecteur à un autre

$$F_{i+1} = F_i - R_g(\gamma_i) \cdot \gamma_i \quad (11)$$

où R_g est la rigidité en cisaillement du connecteur qui est une fonction non linéaire du glissement γ_i ;

- en résultante selon la direction transversale :

$$T_{b(i+1)} = T_{bi} - R_d(\Delta_i) \cdot \Delta_i \quad (12)$$

où R_d est la rigidité à l'arrachement du connecteur qui est une fonction (éventuellement non linéaire) du soulèvement de la dalle Δ_i , avec obligatoirement : $\Delta_i \geq 0$;

- enfin, en moment :

$$M_{bi}^+ = M_{bi}^- + R_g(\gamma_i) \cdot \gamma_i \cdot e \quad (13)$$

traduisant une discontinuité du moment fléchissant dans la dalle de part et d'autre du connecteur ; on a également une discontinuité du moment fléchissant dans le profil, mais de signe opposé.

Quelques remarques s'imposent au sujet des trois équations précédentes. Comme l'impliquent les équations (11) et (12), la force d'interaction F_{i+1} et l'effort tranchant $T_{b(i+1)}$ restent constants dans l'intervalle entre deux connecteurs (i) et (i+1). Par ailleurs, la condition de soulèvement $\Delta_i \geq 0$, sans laquelle l'équation (12) n'est pas valable, peut être traitée par une technique itérative de relaxation, consistant à introduire au droit du connecteur (i) une réaction de contact C_i ; ainsi à l'itération (j), l'équation (12) est remplacée par la suivante :

$$T_{b(i+1)}^{(j)} = T_{bi}^{(j)} - R_d(\Delta_i^{(j-1)}) \cdot \Delta_i^{(j)} + C_i^{(j)}$$

avec :

$$C_i^{(j)} = \begin{cases} C_i^{(j-1)} - R_d(\Delta_i^{(j-1)}) \cdot \Delta_i^{(j-1)} & \text{si } \Delta_i^{(j-1)} < 0 \\ 0 & \text{si } \Delta_i^{(j-1)} \geq 0 \end{cases}$$

Ce calcul itératif peut être utilisé aussi pour résoudre simultanément la non-linéarité de comportement des connecteurs (rigidités variables $R_g(\gamma_i)$ et $R_d(\Delta_i)$).

Enfin, on signale la facilité d'introduire dans le modèle, en plus des connecteurs réels, un certain nombre de connecteurs virtuels de résistance nulle, ceci dans le but de réduire l'intervalle entre deux connecteurs réels si celui-ci est estimé trop important lors de la résolution numérique. Cette disposition permet de traduire avec une grande précision les variations des rigidités flexionnelles des parties acier et béton tout le long de la poutre, ainsi que de supposer, sans que cela soit restrictif, des variations linéaires des moments $M(x)$, $M_a(x)$ et $M_b(x)$ dans chaque intervalle entre deux connecteurs.

3.2.5 Conditions aux limites

La force d'interaction F doit être nulle aux deux extrémités de la poutre :

$$F_1 = F_{m+1} = 0, \quad (14)$$

ainsi que, pour la partie béton, les efforts tranchants et moments fléchissants ci-après :

$$T_{bl} = T_{b(m+1)} = M_{bl}^- = M_{bm}^+ = 0 \quad (15)$$

(il en serait de même pour la partie acier, mais il n'est pas nécessaire de la considérer ici pour la résolution du problème). Aux conditions (14) et (15) s'ajoutent, pour une poutre hyperstatique, des conditions supplémentaires qui correspondent à des valeurs fixées des flèches au droit des appuis intermédiaires, du type $v_{a(i=p)} = 0$.

3.3 Principe de la résolution numérique

3.3.1 Dans le cas où l'on néglige tout soulèvement de la dalle, c'est à dire où : $v_a(x) = v_b(x), \forall x$, le problème se trouve relativement simplifié et la résolution peut s'effectuer de manière itérative à l'aide de trois boucles de calcul imbriquées [3]. La boucle la plus interne consiste à trouver la distribution des glissements des différents connecteurs ; la boucle intermédiaire qui enveloppe la précédente, permet de déterminer dans le cas d'une poutre hyperstatique, le diagramme du moment fléchissant $M(x)$, a priori inconnu. Enfin, la boucle externe porte sur la résolution de l'aspect non-linéaire du comportement des matériaux. On trouvera aux références [4], [5] et [6] des comparaisons précises entre les résultats du modèle de calcul et des mesures expérimentales effectuées sur plusieurs types de poutre, isostatiques ou hyperstatiques, qui autorisent à affirmer que le modèle théorique développé est bien représentatif de la réalité physique, jusqu'au stade de la ruine.

3.3.2 Dans le cas plus général où le soulèvement est pris en considération ($\Delta(x) \geq 0$), une formulation tout à fait originale a été développée qui rend, en outre, beaucoup plus efficace la résolution, en supprimant les deux boucles internes de calcul itératif mentionnées en 3.3.1. Pour simplifier, on laissera de côté ici l'aspect hyperstatique, mais on indique comment une détermination directe des déformations de l'ensemble des connecteurs est possible [7]. Au préalable, on notera que l'on peut toujours définir, à partir des relations (4), (5), (6) et (7), des modules d'élasticité équivalents E_a^* et E_b^* comme :

$$E_a^* = M_a / (I_a \frac{d^2 v_a}{dx^2}) \quad , \quad E_b^* = M_b / (I_b \frac{d^2 v_b}{dx^2}) \quad (16)$$

où I_a et I_b sont les moments d'inertie en flexion élastique du profil et de la dalle. Si l'on convient d'associer à chaque connecteur (i) le vecteur $\{V\}_i$ constitué des inconnues suivantes, de type mixte :

$$\{V\}_i = [\gamma_i, (\frac{d\Delta}{dx})_i, \Delta_i, F_i, M_{bi}^-, T_{bi}, 1]^T, \quad (17)$$

on peut démontrer, à partir des équations données dans les paragraphes 3.2.1 à 3.2.4, qu'il existe une matrice de transfert $[H]_i^{(i+1)}$, ici de dimensions 7×7 , permettant de passer du connecteur (i) au connecteur (i+1) :

$$\{V\}_{(i+1)} = [H]_i^{(i+1)} \{V\}_i. \quad (18)$$

Les expressions analytiques des coefficients de cette matrice $[H]_i^{(i+1)}$ ont été déterminées; ces coefficients peuvent être calculés dès l'instant où sont supposées connues les valeurs de $R_g(\gamma_i)$, $R_d(\Delta_i)$, C_i et celles des modules équivalents $E_a^{*(i+1)}$ et $E_b^{*(i+1)}$ (ces derniers étant pris en valeur moyenne sur l'intervalle entre les deux connecteurs). Effectuant en cascade le produit des différentes matrices élémentaires de transfert, on obtient automatiquement la matrice de transfert $[H]_1^m$ de la poutre entre les connecteurs (1) et (m) :

$$\{V\}_m = [H]_{(m-1)}^m [H]_{(m-2)}^{(m-1)} \dots [H]_1^2 \{V\}_1 = [H]_1^m \{V\}_1. \quad (19)$$

Par ailleurs, les conditions aux limites (14) et (15) peuvent s'écrire également :

$$\begin{Bmatrix} F_l \\ M_{bl}^- \\ T_{bl} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \end{Bmatrix}; \quad \begin{Bmatrix} F_m \\ M_{bm}^- \\ T_{bm} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_g(\gamma_m) & 0 & 0 \\ -R_g(\gamma_m).e & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R_d(\Delta_m) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_m \\ (\frac{d\Delta}{dx})_m \\ \Delta_m \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -C(\Delta_m) \end{Bmatrix} \quad (20)$$

La relation (19), compte tenu des conditions aux limites (20), conduit à un système de dimension trois qui, par résolution directe, donne le sous-vecteur $[\gamma_1, (\frac{d\Delta}{dx})_1, \Delta_1]^T$; il suffit ensuite d'utiliser, un intervalle après l'autre, l'équation de transfert élémentaire (18) pour obtenir l'ensemble des inconnues $\{V\}_i$ de tous les connecteurs.

3.3.3 Performances

Un programme de calcul, basé sur le modèle précédent, permet, sur ordinateur CII Honeywell Bull 68 DPS 3 (Système Multics), de résoudre en 200 à 300 secondes, vingt cas de chargement progressif jusqu'à la ruine de la poutre mixte.

4. APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT D'UN ENSEMBLE PLANCHER-DALLE

4.1 Caractéristiques du plancher-dalle

- Bac d'acier avec des bossages, d'épaisseur de tôle 0,75 mm et de hauteur d'onde 55 mm ;
- épaisseur totale de la dalle : 12 cm ; poids propre de la dalle : 233 daN/m² ;
- portée L de la dalle (fonction de la position des solives) pouvant varier de 1,60 m à 2,60 m ;
- solives constituées par des I.P.E. 220, de portée 5 m (perpendiculairement à celle de la dalle).

4.2 Dimensionnement de la dalle seule

Portée L de la dalle (m)	Surcharge nominale sur dalle (daN/m ²)	Surcharge nominale S sur poutre (daN/m)
1,60	2765	4424
1,80	2154	3877
2,00	1720	3440
2,20	1400	3080
2,40	1130	2712
2,60	*	*

En effectuant les vérifications portant sur la résistance en flexion, la limite d'adhérence (conformément au § 2), la limitation des flèches à la pose et en service, on trouve comme surcharge nominale (c'est à dire non pondérée) en fonction de la portée L de la dalle, la valeur indiquée au tableau 1.

TABLEAU 1 (* flèche de pose excessive du bac seul, dépassant 1/240 de la portée)

4.3 Dimensionnement conventionnel de la poutre mixte

Par dimensionnement conventionnel, on entend le dimensionnement aux différents états limites réglementaires, en supposant qu'il y a connexion complète entre la dalle et la solive. Indépendamment de la portée L de la dalle, la largeur participante de la poutre mixte reste égale à 1,10 m. En adoptant des connecteurs de type goujon, de diamètre 19 mm et de hauteur 100 mm, le calcul conventionnel oblige à utiliser au moins 11 goujons par demi-travée de solive (très exactement : 11,3 goujons à l'état limite de service, et 11,5 goujons à l'état limite ultime). Quant à la surcharge nominale S de la poutre, elle ne peut dépasser 2400 daN/m (en plus du poids mort de l'ensemble dalle-solive, de 506,2 daN/m) ; cette valeur maximale de S est imposée ici par la vérification à l'état limite de service (atteinte de la limite d'élasticité de 240 MPa dans la semelle inférieure de l'I.P.E. 220). Si l'on compare ce dernier résultat par rapport à la courbe S(L) de la dalle seule (Tableau 1), on en déduit que la portée optimale de la dalle serait de 2,40 m ; il faut préciser qu'au delà de cette portée, la flèche de pose pour le bac seul serait excessive.

4.4 Dimensionnement de la poutre mixte à l'aide du modèle numérique

La configuration retenue précédemment avec une connexion à 22 goujons, distribués tout le long de la solive I.P.E. 220 en tenant compte des emplacements des ondes (cf. fig. 8) a été analysée, du point de vue comportement sous une charge répartie croissante, à l'aide du modèle exposé au § 3. Les goujons ont été caractérisés au cisaillement par la relation [4] :

$$Q = 130 (1 - e^{-0,7|\gamma|})^{0,8}, \quad \text{avec } Q \text{ en KN et } \gamma \text{ en mm ;}$$

à l'arrachement, faute de données précises, il a semblé raisonnable d'adopter une rigidité $R_d(\Delta)$ constante, de 25 KN/mm. On s'est basé également sur des lois de comportement réalistes des matériaux acier et béton (cf. fig. 7), en tenant compte pour l'acier d'un effet d'érouissage et pour le béton d'une légère résistance en traction et d'une chute de résistance en compression au delà d'un raccourcissement de 2,8% (sans toutefois dépasser 4 % conduisant à la rupture par écrasement). Une nappe d'armatures minimale, imposée d'ailleurs dans les règlements (au moins 1 % de la section de béton), constituée ici de 10 Ø 10 pour la largeur participante de 1,10 m, a été admise dans la dalle, à 33,5 mm de sa face supérieure. Parmi les nombreux résultats fournis par le modèle, on s'est contenté de représenter sous forme de courbes :

- à la figure 7, la variation de la flèche, en milieu de portée de la solive, en fonction de la charge répartie totale p (on notera, compte tenu des coefficients de pondération de charge, que p est à comparer à : $1,5 S + 1,35 \times 506$ daN/m) ;
- à la figure 8, l'évolution (identique pour chaque demi-portée), en fonction de la charge répartie p , d'une part du glissement $\gamma(x)$, d'autre part du soulèvement partiel $\Delta(x)$.

La ruine du plancher mixte se produit par écrasement du béton, dans la section en milieu de portée, pour la charge $p = 5500$ daN/m, sans risque particulier de rupture des connecteurs (en cisaillement comme à l'arrachement). Ceci correspondrait donc à une surcharge nominale S de l'ordre de 3200 daN/m, donc supérieure à celle 2400 daN/m de la dalle ; il en résulte que le dimensionnement de l'ensemble plancher-dalle n'est pas réellement optimal (comme le laissait entendre le calcul conventionnel en 4.3), la partie poutre mixte apparaissant surdimensionnée. Aussi deux autres configurations ont-elles été étudiées à l'aide du modèle numérique : l'une avec une connexion seulement à 6 goujons par demi-travée, la solive étant toujours un I.P.E. 220 (les goujons ont été répartis uniformément, à raison d'un goujon toutes les trois ondes) ; l'autre avec la connexion initiale mais une solive en I.P.E. 200. Dans les deux cas, on peut considérer que l'on obtient un dimensionnement optimal de plancher-dalle, avec d'ailleurs un type différent de ruine ; on pourra comparer au tableau 2, plus en détail, les performances en résistance et déformation des trois configurations étudiées.

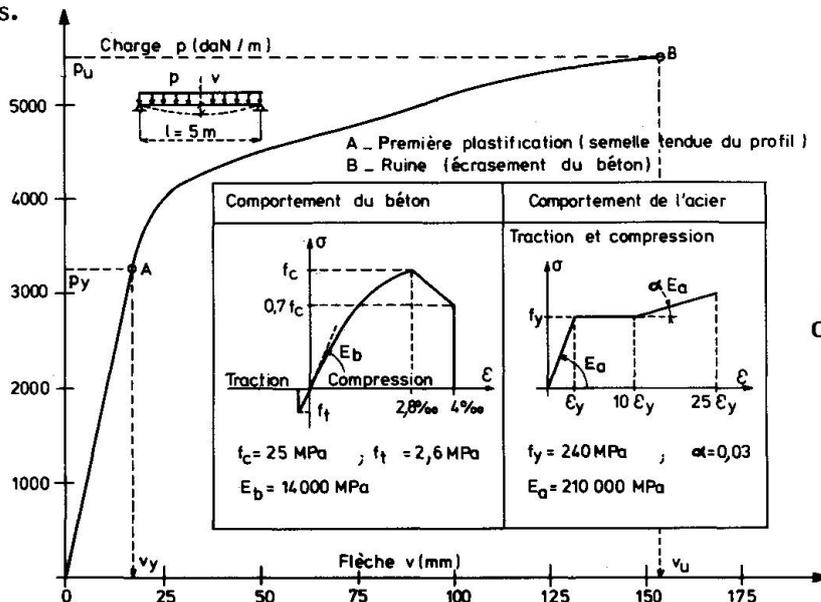


Fig. 7
Courbe "charge-flèche"

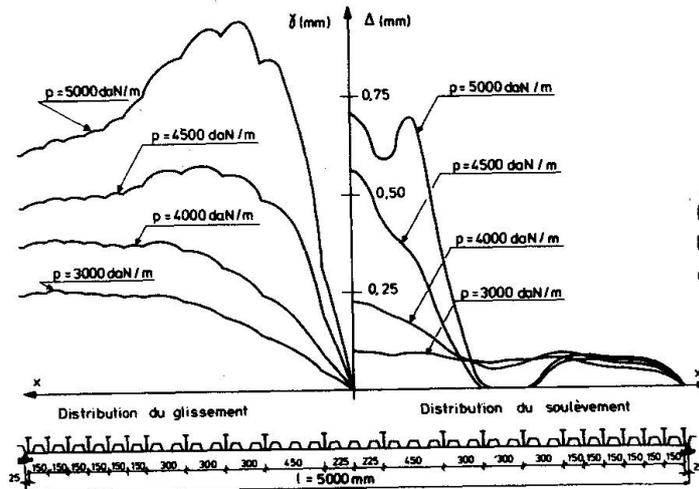


Fig. 8
Evolution des glissements
et soulèvements

Type de profil acier	Nombre de connecteurs demi-travée)	Etat limite élastique		Etat limite ultime					Mode de ruine
		Charge P_y (daN/m)	Flèche relative v_y/l	Charge P_u (daN/m)	Surcharge S (daN/m)	Flèche relative v_u/l	Connecteurs		
							Glissement max. γ (mm)	Soulèvement max. Δ (mm)	
IPE 220	11	3250	1/300	5500	3210	1/30	1,4	1,6	Ecrasement du béton
IPE 220	6	3000	1/270	4500	2540	1/50	2,0	0,5	Cisaillement d'un connecteur
IPE 200	11	2750	1/270	4250	2380	1/40	0,8	0,9	Rupture dans le profil

TABLEAU 2 - Comparaison de trois configurations différentes

5. CONCLUSION

Une approche rationnelle a été proposée pour la détermination, par le calcul, d'un dimensionnement optimal des planchers mixtes à bac collaborant. Un exemple a été traité, qui ne peut être qu'indicatif en l'absence de certaines données expérimentales. Toutefois, l'étude systématique du problème, à des fins économiques, est désormais envisageable, sous réserve de disposer de connaissances précises sur le comportement des types de connecteurs utilisés en présence d'un bac (comportement au cisaillement, à l'arrachement et sous la sollicitation combinée "cisaillement-arrachement").

6. BIBLIOGRAPHIE

1. R. SCHUSTER, "Strength and behavior of cold rolled steel deck reinforced concrete floor slab" - Iowa State University (U.S.A.) - Ph. D. Thesis - 1970 -
2. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment - Paris -
3. J.M. ARIBERT et A.G. LABIB, "Modèle de calcul élasto-plastique de poutres mixtes à connexion partielle" - Revue Construction Métallique, n° 4 - 1982 -
4. J.M. ARIBERT, A.G. LABIB et J.C. RIVAL, "Etude numérique et expérimentale de l'influence d'une connexion partielle sur le comportement de poutres mixtes" - Journées A.F.P.C. - Thème I - 15-16 mars 1983 - Paris -
5. J.M. ARIBERT, J. BROZZETTI et Ch. MOUM " Etude d'une poutre mixte de pont à âme élancée" - Journées A.F.P.C. - Thème I - 15-16 mars 1983 - Paris -
6. J.M. ARIBERT, " Modélisation de la connexion dans les poutres mixtes acier-béton" - Actes du Colloque National Génie Civil et Recherche - Tome II - Ministère de l'Industrie et de la Recherche - 16-17 juin 1983 - Paris -
7. J.M. ARIBERT et K. ABDEL AZIZ, "Calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état ultime avec un effet de soulèvement à l'interface acier-béton" - Revue Construction Métallique (à paraître en 1985) -