

Structure sous tension

Autor(en): **Kalix, Friedrich / Nissille, Rahel**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Tracés : bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **133 (2007)**

Heft 19: **Métal**

PDF erstellt am: **23.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-99610>

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Structure sous tension

Les exigences d'exploitation du bâtiment industriel multi-étages de Rolex à Genève avaient conduit à la conception originale de planchers en béton utilisant des sous-tirants. Soucieux de connaître le potentiel réel de cette solution, les ingénieurs ont fait tester cette structure en laboratoire, obtenant de nombreuses confirmations de son efficacité.

Les 40 000 m² de planchers réalisés dans le cadre du bâtiment Rolex à Genève [1]¹ doivent reprendre une charge d'exploitation d'une tonne par mètre carré et supporter la circulation d'engins de transport exerçant des charges ponctuelles de près de dix tonnes par roue. Compte tenu des portées libres exigées (12,5 m), le recours à un plancher-poutre conventionnel aurait imposé de renoncer à la réalisation d'un niveau supplémentaire, en raison du respect des gabarits de construction. En outre, afin d'éviter que les presses industrielles ne perturbent le fonctionnement des appareillages de mesure micrométrique disposés à leurs côtés, le système porteur devait présenter une forte rigidité, un point jouant un rôle déterminant dans son dimensionnement.

Planchers-dalle à sous-tirant

L'idée, pour concilier ces conditions, a été de munir le plancher en béton de puissants sous-tirants en acier suivant un tracé funiculaire (fig. 1). Le fonctionnement combiné de ces deux éléments permet de limiter la quantité de matière dans la portion centrale du porteur (voir encadré). On réduit ainsi l'emprise structurelle à 38 cm par étage, en dépit de l'importance des portées. La structure est pour ainsi dire « scindée » en deux éléments – la dalle en béton et le sous-tirant – distants d'une hauteur d'environ un mètre à mi-travée (fig. 9). Ces éléments, qui travaillent respectivement en compression et en traction, ne sont reliés entre eux que par quatre montants verticaux, sans aucune diagonale. On dégage ainsi des passages rectangulaires (jusqu'à 100 cm par 230 cm) pour les flux techniques, tout en respectant les exigences sévères imposées par l'exploitation des planchers.

La déformée obtenue à partir de simulations numériques montre que, lorsque la structure est chargée asymétriquement, la dalle en béton subit une double courbure sur les 12,5 m de sa portée, ce qui se traduit par l'apparition d'un point d'inflexion en son milieu (fig. 2 et 3). A priori comprimé, le « tablier » en béton se comporte alors comme un plancher appuyé à mi-travée avec une portée d'environ 6 m. Dès lors, une épaisseur de 25 cm pour la dalle paraît bien adaptée puisqu'elle aboutit à un élanement de 1/25^e, proche de celui de la majorité des planchers en béton armé.

Il a cependant été remarqué que la présence d'une importante charge ponctuelle entre deux montants se traduit par une forte flexion locale, laquelle engendre des sollicitations supplémentaires concentrées dans la dalle en béton armé. Pour y faire face, l'intégration d'une poutrelle métallique noyée dans le plancher, à titre de renfort en flexion, s'avère très judicieuse puisqu'elle participe non seulement à la reprise de ces efforts locaux, mais facilite également l'introduction graduelle dans le béton des forces de compression induites par les sous-tirants (fig. 3 et 6). De plus, la présence de cette poutrelle aboutit à la création de fermes métalliques auto-portantes à même de supporter un chargement provisoire avant la réalisation de la dalle en béton, ce qui a considé-

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



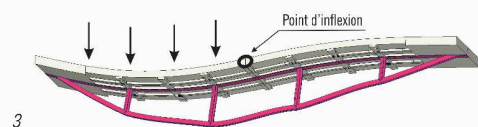
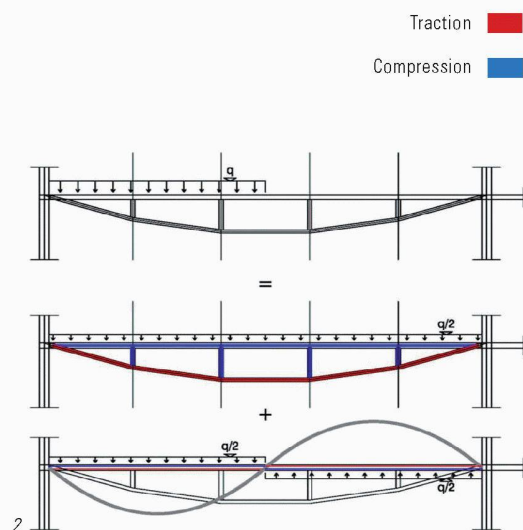
Fig. 1 : Vue d'ensemble d'un élément du plancher-dalle à sous-tirant lors du montage (Photo Luc Buscarlet)

Fig. 2 : Décomposition d'un chargement asymétrique

Fig. 3 : Déformée sous chargement asymétrique, avec le point d'inflexion au milieu

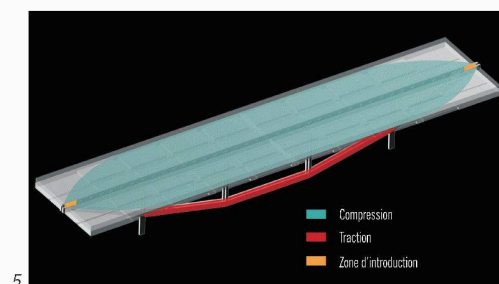
Fig. 4a et b : Deux premiers modes vibratoires de la structure

Fig. 5 : Répartition des efforts dans un élément du plancher-dalle à sous-tirant



4a

4b



ablement simplifié la construction des planchers. En effet, lors du montage, la pose d'éléments préfabriqués et la mise en place de béton frais n'ont nécessité aucun étayage, les travaux pouvant de la sorte être réalisés dans des délais très restreints [2].

Dimensionnement et fréquences propres

Le grand défi pour la conception et le dimensionnement de cette structure porteuse tient pourtant à l'analyse de sa réponse vis-à-vis des sollicitations dynamiques prévues lors de sa future utilisation.

D'un pur point de vue statique, une section de 4 000 mm² pour le sous-tirant aurait été suffisante, puisqu'elle aurait conduit à une flèche à l'état de service d'environ 25 mm. Toutefois, les analyses dynamiques ont montré d'une part que, pour obtenir une fréquence propre de 7,5 Hz sous une charge moyenne de 500 kg/m², il était nécessaire de tripler la section de l'élément tendu, ce qui a aussi pour effet de réduire la flèche au tiers de la valeur citée précédemment.

Ces analyses ont d'autre part mis en évidence l'apparition d'une résonance asymétrique du système qui aurait pris le dessus sur le mode de fréquence fondamentale (fig. 4). La suppression de cette résonance asymétrique n'a pu être possible que par un dimensionnement généreux des montants verticaux et la garantie d'un encastrement de leurs deux extrémités dans la poutrelle métallique de la dalle et dans le sous-tirant en acier (fig. 9). Cette solution consiste à créer des cadres suffisamment rigides pour empêcher l'apparition de modes harmoniques.

Comparaison avec d'autres systèmes

La construction d'une dalle traditionnelle en béton armé à la place du système à sous-tirant aurait conduit à un plancher de quelque 45 cm d'épaisseur et aurait nécessité un recours à la technologie de la précontrainte. Par ailleurs, il aurait été impossible de respecter les exigences souhaitées en matière de comportement dynamique : la fréquence atteignable avec une dalle plate en béton pour de telles portées s'élèverait au maximum à 6,5 Hz en raison du poids propre très élevé d'un tel système.

Une structure mixte acier-béton, sous forme d'une dalle renforcée par des poutres en acier, aurait conduit à une charpente d'une hauteur structurelle d'au moins 75 cm pour respecter les critères de dimensionnement du plancher. Cette solution classique aurait nécessité une quantité de près de 90 kg/m² d'acier. Elle aurait en outre impliqué une réduction approximative de 25 cm de la hauteur libre de chaque étage malgré le passage des flux techniques à travers les sommiers.

Fig. 6 : Schémas statiques de systèmes porteurs avec ou sans réactions horizontales

Fig. 7 : Principe du jeu de traction-compression dans des sections fléchies

Fig. 8 : Flexion locale induite par un chargement asymétrique

Concevoir des structures porteuses avec un minimum de matériau

En préambule, il est admis que les structures les plus performantes sont celles qui exploitent au mieux les propriétés mécaniques des matériaux qui les composent. Pour éviter de répondre par un exemple de construction parmi d'autres, il convient de rappeler les caractéristiques mécaniques fortement opposées mais merveilleusement complémentaires du béton et de l'acier.

Les structures en maçonnerie (pierre ou brique) ou en béton non armé ont toujours fait preuve d'un excellent comportement en compression. À l'inverse, l'acier s'avère souvent plus performant en traction, sa mise en compression dans des pièces élancées étant fortement pénalisée par les problèmes de stabilité tels que le flambage ou le voilement. L'assemblage judicieux du béton et de l'acier constitue donc une piste privilégiée pour la conception de systèmes porteurs. Le béton armé ou « précontraint » est certainement le fruit le plus connu d'une telle association.

Par ailleurs, une combinaison intelligente des efforts de compression et de traction dans un système statique permet de le libérer, selon le cas de charge, de tout appui extérieur autre que vertical (fig. 6) : lorsque cette interaction a lieu dans un seul et même élément structural, celui-ci est alors soumis à la « flexion ».

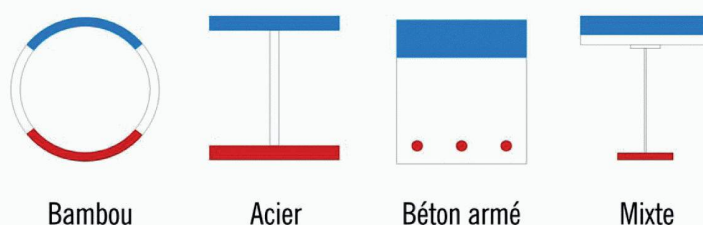
Or, pour optimiser la résistance à la flexion d'une section, la matière doit être disposée de part et d'autre et aussi loin que possible de son centre de gravité, de façon à maximiser le bras de levier entre les zones en traction et celles en compression (fig. 7). La matière située dans la partie centrale de la section est alors généralement peu sollicitée. La zone en question se contente de relier les parties inférieures et supérieures pour garantir leur fonctionnement commun : en principe, plus la hauteur statique d'un système porteur est importante, plus sa partie centrale peut être allégée.

Malheureusement, les structures doivent résister à une multitude de cas de charge et il n'est pas possible de dessiner une forme idéale qui permette d'exclure tout phénomène de flexion parasite. C'est ainsi que les cas de charges asymétriques ou ponctuels ont toujours représenté le défi majeur des concepteurs de constructions composées d'arcs, de voûtes ou de sous-tirants. En effet, ces éléments, prévus idéalement pour transporter les charges par une simple combinaison d'efforts de traction et de compression, se voient localement fléchis, perdant alors une part de leur plein potentiel structural (fig. 8).

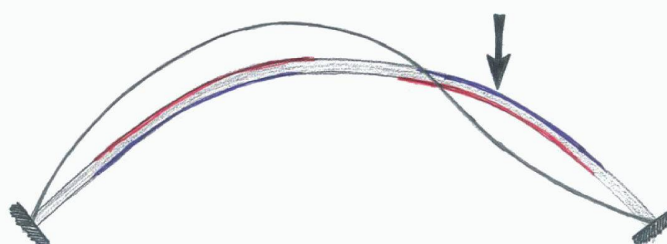
Traction ■
Compression ■

	ARC	CHAINETTE	PLANCHER
LIBRE			
BLOQUE			

6



7

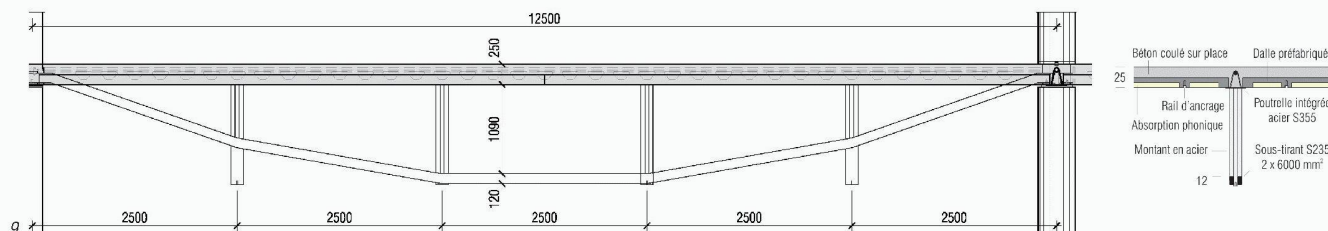


8

Fig. 9 : Vue longitudinale et coupe transversale du plancher-dalle à sous-tirant

Fig. 10 : Dispositif d'essai à l'ICOM : double courbure de la dalle lors d'un chargement asymétrique

Fig. 11a et b : Schémas de distribution des charges lors du premier (a) et du deuxième essai (b)



En ce qui concerne le projet réalisé, la quantité d'acier de charpente s'élève à environ 80 kg/m^2 , ceci pour des planchers soumis à des contraintes très sévères. Compte tenu que seuls quatre montants demeurent dans l'espace entre le tirant et la dalle, la partie centrale du système est pour ainsi dire « vidée de sa matière ».

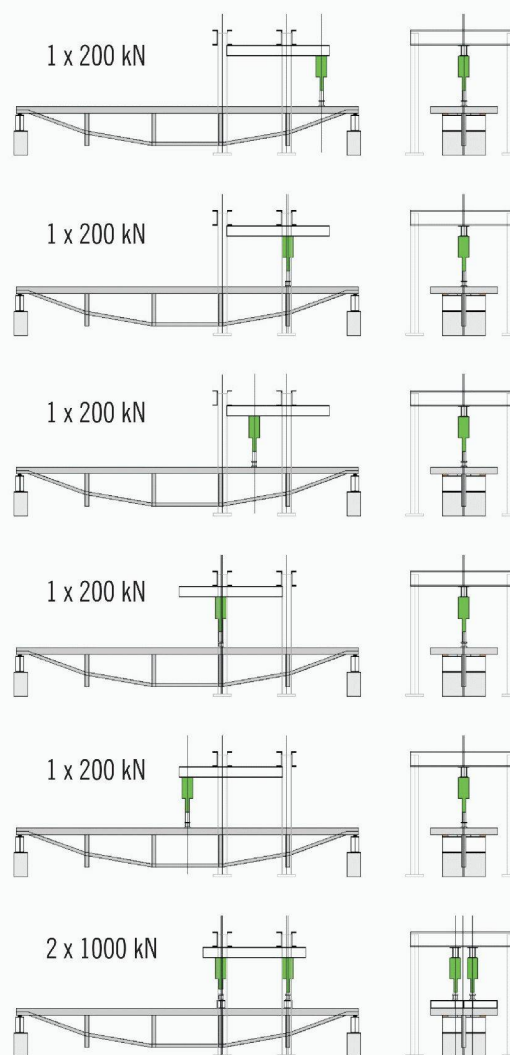
Prototypes sur chantier

Le projet, de par son ampleur, a eu l'avantage de voir sa réalisation précédée par la construction sur le chantier d'un prototype sur lequel divers essais de chargements symétriques et ponctuels ont été effectués. Des mesures dynamiques (analyse fréquentielle) ont aussi permis de contrôler la réponse vibratoire de la structure et de valider un concept structurel audacieux avant le début de son exécution. Les planchers des prototypes ne pouvaient cependant être chargés que faiblement et aucun capteur de déplacement n'a pu être installé sous la dalle. Ainsi, malgré un équipement de mesures conséquent, les essais sur le chantier n'ont pas permis de vérifier l'ensemble des conclusions tirées des calculs statiques.

A la fin des travaux, avec le soutien de l'entreprise *Zwahlen & Mayr SA*, deux échantillons de la structure à sous-tirant – deux poutres de $12,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}$ – ont été prélevés sur le prototype pour être soumis à des essais au Laboratoire de la construction métallique (ICOM) de l'EPFL.

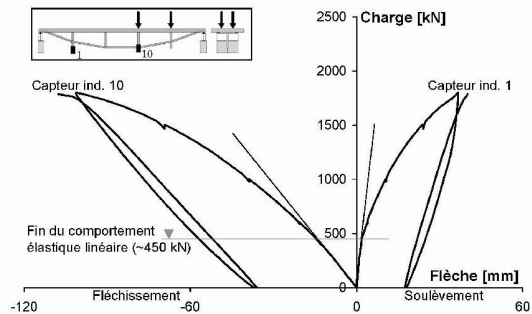
Deux essais avant la ruine

L'analyse du comportement structurel du plancher a logiquement commencé par deux essais au cours desquels les échantillons ont été soumis à d'importantes charges ponctuelles asymétriques (fig. 10). Ces essais se sont déroulés en deux temps, d'abord en cherchant à s'approcher de la limite élastique, puis jusqu'à la ruine.



Le banc d'essai prévoyait, pour le premier échantillon, le déplacement d'une charge ponctuelle de 200 kN le long de l'axe du système selon cinq positionnements successifs, puis finalement l'application de deux forces isolées de 1000 kN au droit de deux montants à proximité d'un même appui pour atteindre la limite de portance de la structure (fig. 11b). L'essai sur le second échantillon avait pour objectif de démontrer l'importante et nécessaire capacité de redistribution du plancher vis-à-vis des charges ponctuelles, et se terminait par un chargement à la ruine identique au premier. Cette démonstration a été faite en augmentant considérablement la flexion locale de la poutrelle en acier noyée dans les dalles, à partir de diverses configurations de charges (fig. 11a).

La résistance à la ruine du plancher a été testée par le biais d'une succession de chargements susceptibles d'évaluer la capacité de redistribution des sollicitations imposées et de dévoiler de la sorte le potentiel de résistance ultime du système (réserves plastiques). Le but était aussi de prouver le bon comportement du plancher vis-à-vis de la fissuration, notamment dans la zone tendue de la face supérieure et dans les régions d'introduction des forces de compression dans le béton, à proximité des appuis. Finalement, bien que des essais « push-out » avaient déjà été menés à l'ICOM pour vérifier la résistance de la liaison entre la poutrelle en acier et



12

la dalle en béton armé [3], il restait à s'assurer du bon comportement de la connexion dans le système réel.

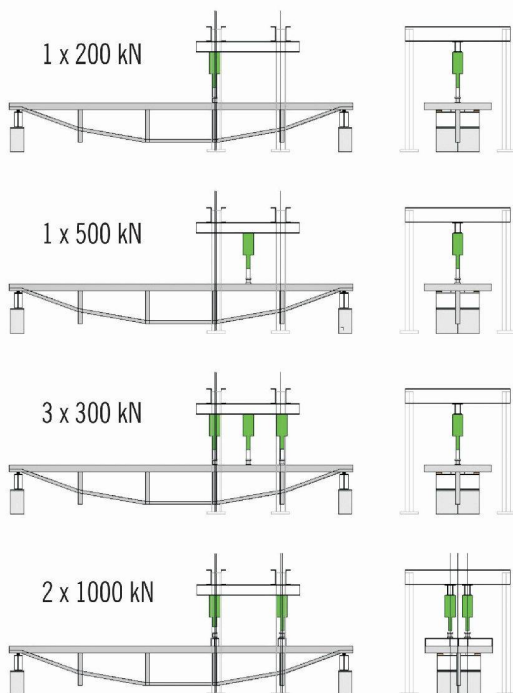
Concernant le comportement dynamique, les essais effectués sur le prototype ainsi que sur le bâtiment en exploitation avaient déjà donné pleine satisfaction. L'ICOM a néanmoins vérifié en laboratoire la fréquence propre mesurée précédemment.

Concordance et plastification

Le début de chaque expérience a montré une excellente concordance entre les déplacements mesurés et les résultats des simulations numériques basées sur un comportement élastique-linéaire. Avec le chargement ponctuel de 200 kN, que l'on soit à l'aplomb ou à mi-chemin entre deux montants, la flèche se situe entre 5 et 8 mm.

Lors du dernier cas de charge de chaque essai, la structure a suivi un comportement linéaire jusqu'à une charge d'environ deux fois 200 kN. Au-delà de cette charge, les flèches mesurées dépassent celles du calcul élastique, dénotant le début de la plastification (fig. 12). Celle-ci est due dans un premier temps à la fissuration en surface de la dalle (dans la zone tendue située à l'opposé des charges), une fissuration qui provoque un début de perte de rigidité globale du système. Ce n'est que plus tard que la plastification des sections en acier apparaît et que le comportement dévie très fortement du calcul élastique-linéaire.

Ce phénomène, mis en évidence par des jauges de contraintes placées au droit des jonctions avec les montants, est aussi clairement perceptible sur les graphiques charge-déplacement. L'application sur les nœuds en acier de chaux blanche – qui s'écaille si son support subit des déformations excessives – a permis de véritablement visualiser la plastification de l'acier (fig. 14). Des cycles de « chargement-déchargement » ont eux aussi souligné le comportement plastique du système par le biais de déformations résiduelles après



11b

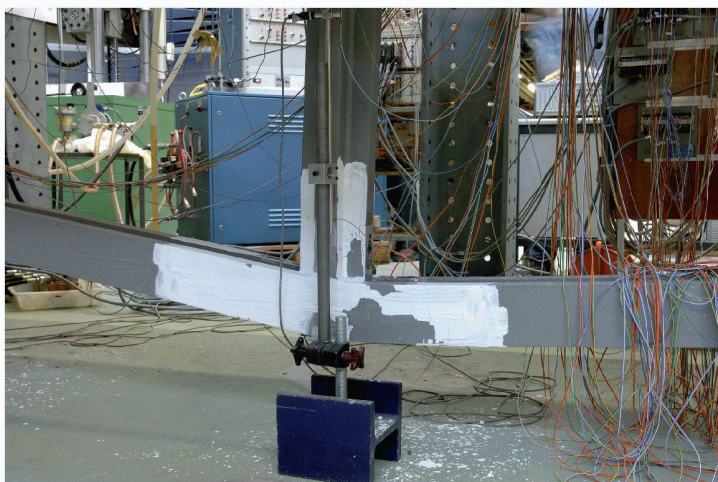
Fig. 13 : Vue d'ensemble de la structure (Photo Luc Buscarlet)

Fig. 14 : Visualisation de la plastification d'un noeud du sous-tirant (Photo Gérard Chardonnens)

(Sauf mention, tous les documents illustrant cet article ont été fournis par les auteurs.)



13



14

déchargement complet (fig. 12). A noter encore que, lors des deux chargements à la ruine, les déformations ont augmenté jusqu'à plus de 100 mm (limite de course des vérins du banc d'essai). A partir de quelque 90 mm, les déplacements verticaux ont continué à augmenter sans aucune élévation de la charge, prouvant que la limite de portance de la structure avait réellement été atteinte.

Les essais ont encore montré que la résistance en double courbure de la dalle assurait l'équilibre global du système sans fissuration excessive préjudiciable à l'état de service (planchers bruts avec finition en résine), et que le glissement entre la dalle et la poutrelle noyée n'excédait pas 3 mm, ce qui confirme l'excellente qualité de la connexion acier-béton.

Validation du concept et réserve

La réalisation des essais à l'ICOM [4] a permis d'étudier dans le détail le comportement réel du système sous des charges asymétriques. Les résultats ont prouvé que ce comportement correspondait parfaitement à celui que laissaient supposer les calculs effectués lors des études.

Les niveaux de charge atteints lors des essais à la ruine donnent, quant à eux, une idée précise de la véritable limite de portance des planchers avec sous-tirant, aidant à apprécier les marges de résistance présentes dans la structure par rapport à son dimensionnement initial². Ces informations pourront se révéler essentielles en cas de demandes de dérogation de la part des utilisateurs concernant les charges admissibles, si de nouveaux équipements particulièrement lourds devaient être installés en cours d'exploitation.

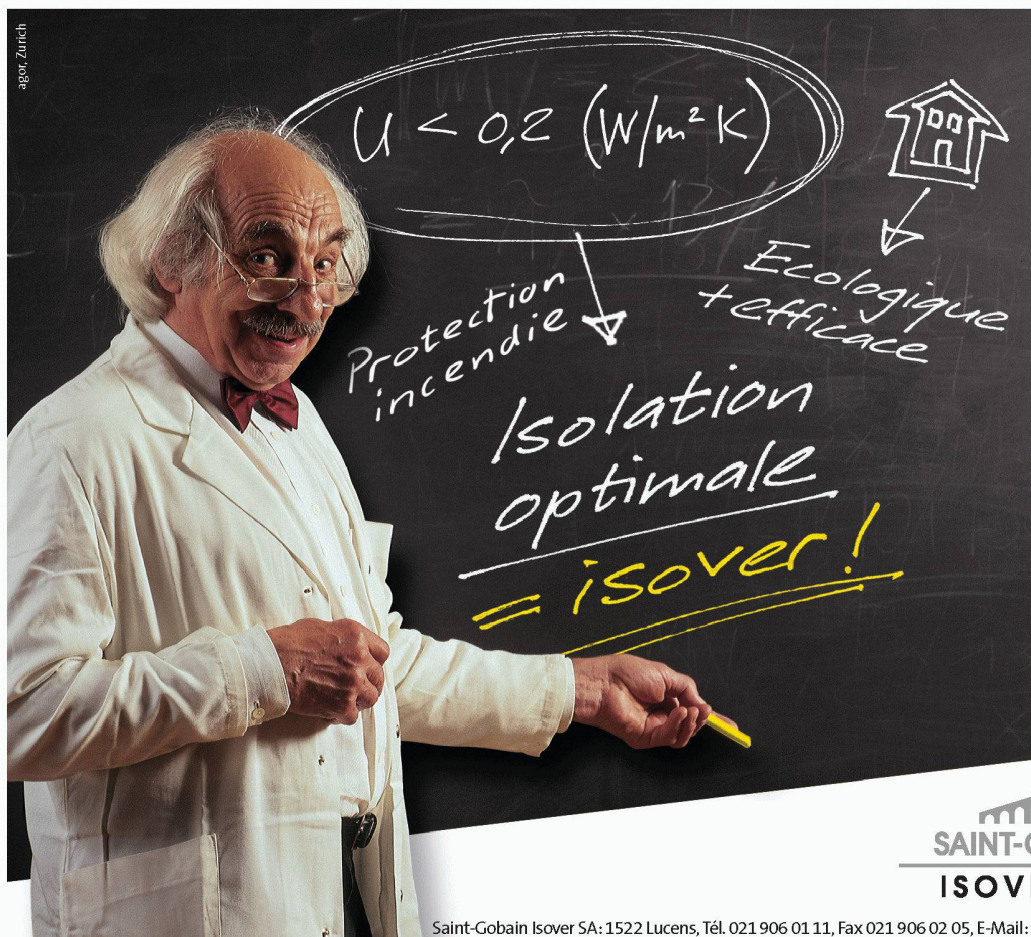
Finalement, le déroulement des essais à la ruine a clairement confirmé l'excellent potentiel de plastification des sections, une caractéristique qui traduit la remarquable ductilité de la structure conçue pour les planchers du bâtiment *Rolex* de Plan-les-Ouates.

² Le rapport entre la charge ultime et la charge de dimensionnement peut être estimé à 2,5. Il convient de rappeler que le critère déterminant pour le dimensionnement est néanmoins lié à des conditions d'aptitude au service (réponse vibratoire).

- [1] GUSCETTI, G. « Un bâtiment industriel multi-étages », *TRACÉS* n° 08, 16 avril 2003 : p. 9-16.
- [2] CRISINEL, M., SAUTIER, F., GUSCETTI, G., KALIX, F., PERREGAUX, N. et WALGENWITZ, M. « Development of a new type of composite under-spanned beam » In Proceedings, « Composite Construction V », Engineering Conference International, Kruger National Park, South Africa, July 18-23, 2004, American Society of Civil Engineers, 2006, p. 325-335.
- [3] SAUTIER, F. et CRISINEL, M. « Essais Push-Out – Dalle à sous-tirant » *Rapport ICOM 523*, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Laboratoire de la construction métallique, Lausanne, 2005.
- [4] NISSILLE, R. et CRISINEL, M. « Essais de charge de deux poutres mixtes à sous-tirant », *Rapport ICOM 578*, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Laboratoire de la construction métallique, Lausanne, 2007.

Friedrich Kalix, ing. civil EPF
Guscetti & Tournier SA
Rue du Pont-Neuf 12
CH – 1227 Genève

Rahel Nissille, ing. civil EPF
Laboratoire de la construction métallique
ICOM – IS – ENAC – EPFL
Station 18, CH – 1015 Lausanne



ISOVER
Isoler avec clairvoyance

Venez découvrir nos produits d'isolation novateurs pour les constructions en bois à plusieurs étages!

Rendez-vous à HOLZ'07 à Bâle!

16 – 20.10.2007
halle 1.1, stand A03



SAINT-GOBAIN
ISOVER CH

Saint-Gobain Isover SA: 1522 Lucens, Tél. 021 906 01 11, Fax 021 906 02 05, E-Mail: info.isoverch@saint-gobain.com, www.isover.ch