

Essais systématiques sur planchers constitués de poutres métalliques surmontées de dalles en béton armé

Autor(en): **Blévat, J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3085>

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.

V 9

Essais systématiques sur planchers constitués de poutrelles métalliques surmontées de dalles en béton armé.

Planmäßige Versuche an Decken aus Stahlträgern mit Eisenbetonplatten.

Systematic Tests on Floor Systems Comprising Reinforced Concrete Slabs on Steel Girders.

J. Blévoit,

Ingénieur des Arts et Manufactures, Paris.

Nous exposons brièvement dans la présente note les résultats obtenus au cours d'essais systématiques entrepris par le Bureau Securitas, en collaboration avec l'Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier, sur la résistance de planchers constitués de poutrelles métalliques surmontées de dalles en béton armé. Ces essais ont été effectués dans les premiers mois de l'année 1935 aux nouveaux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Le mode de fonctionnement des planchers à poutrelles enrobées semble, a priori, devoir être analogue à celui d'éléments de béton armé, si la liaison entre les profilés et le béton est efficacement assurée; mais, le mécanisme des phénomènes d'adhérence étant assez mal connu, nous avons pensé que toute étude théorique de la question était aléatoire et que seules des expériences systématiques poussées jusqu'à rupture étaient susceptibles de fournir des renseignements utiles.

Nous avons donc, pour différents types de planchers à poutrelles surmontées de dalles en béton, cherché à déterminer, dans quelles limites on peut compter sur un fonctionnement mettant en jeu la résistance simultanée du béton et du métal dans des conditions analogues à celles des pièces en béton armé. Afin d'étudier séparément les différents facteurs de résistance qu'il est d'usage d'envisager, nous avons exécuté deux séries d'essais sur chaque type de planchers: la première, ayant plus spécialement pour but de déterminer le coefficient de sécurité et les conditions de résistance aux couples de flexion; la seconde étant destinée plus particulièrement à l'étude de l'influence des efforts tranchants.

La description du mode opératoire et les résultats des essais ont été donnés d'une façon détaillée, dans les Comptes-Rendus du Centre d'Etudes Supérieures de l'Institut Technique (Année 1934—35, 22^{ème} Séance). Nous les résumons ci-après:

1° — Types de planchers étudiés.

Nous nous sommes placés dans des conditions correspondant à celles que l'on peut rencontrer dans des planchers de bâtiments courants d'habitation — Les sections transversales des éléments étudiés sont indiquées sur les croquis ci-contre (fig. 1). Tous les éléments comportent deux poutrelles: **I** PN 10 pour les

premiers **I** PN 12 pour les suivants — espacées de 0,80 m et surmontées d'une dalle de 4,5 cm — la hauteur totale est la même pour tous les planchers: $h = 14,5$ cm.

L'élément N° 1 comporte une dalle bétonnée directement sur l'aile supérieure des profilés — nous avons cru intéressant d'étudier ce type de plancher afin de déterminer, en quelque sorte, une limite inférieure des phénomènes mettant en jeu la liaison entre le béton et le métal. L'élément N° V comporte des poutrelles de 12 PN dont la partie supérieure seulement est engagée sur 2 cm dans la dalle de béton. Tous les autres éléments comportent des goussets de béton enrobant l'âme des poutrelles jusqu'au congé de l'aile inférieure. Dans les éléments IV et VIII, on a disposé des ligatures en ronds de 6 mm passant dans des trous poinçonnés dans l'âme et recourbées dans le hourdis.

Le métal des poutrelles utilisées était de qualité commerciale courante (limite apparente d'élasticité ~ 30 kg/mm², charge de rupture ~ 40 kg/mm²). La qualité des bétons a été

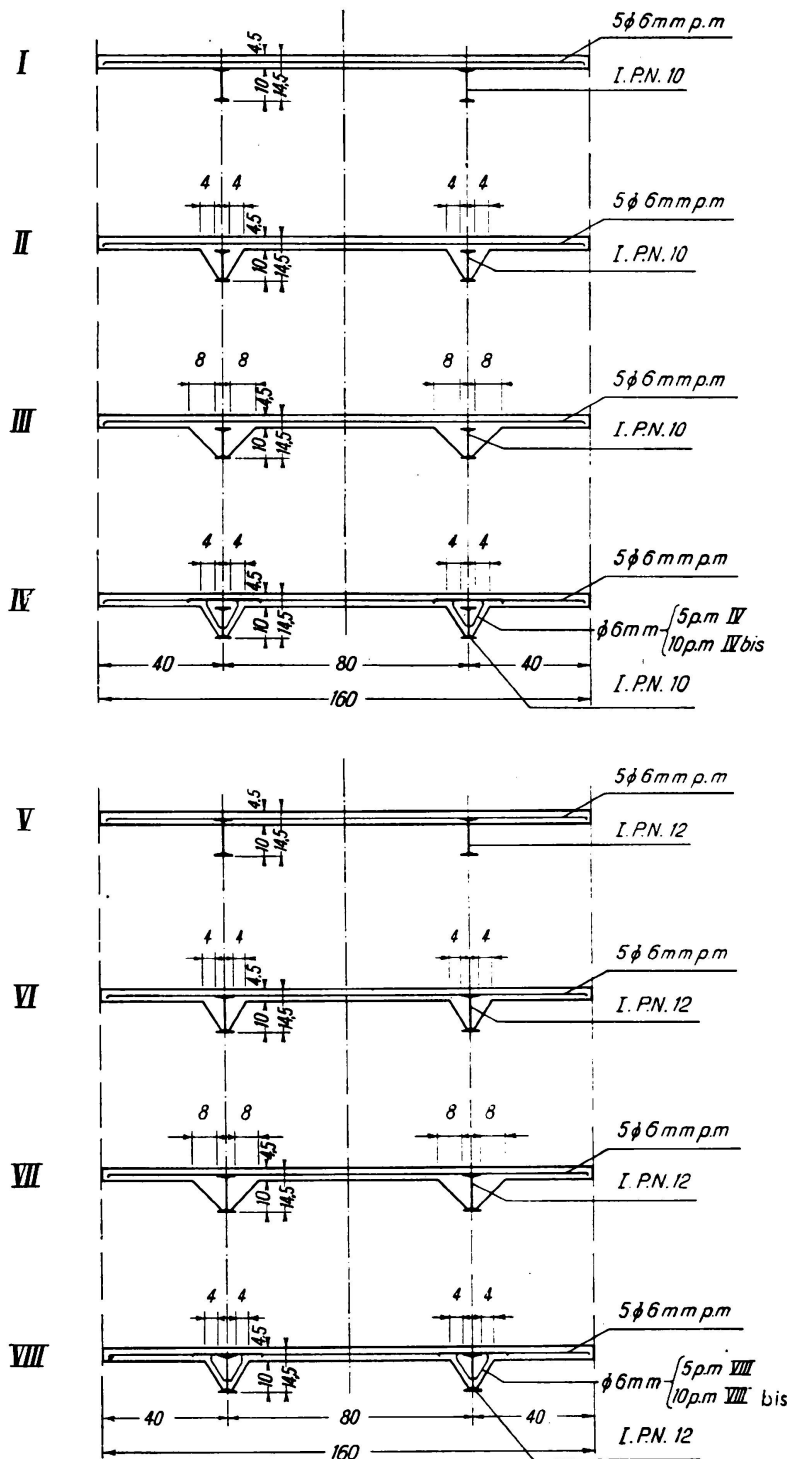


Fig. 1.

Coupes transversales des éléments étudiés.

déterminée par de nombreux prélèvements qui ont permis de connaître les résistances à la compression et à la traction des bétons utilisés.

II° — Dispositions prises pour l'exécution des essais.

A — Essais de flexion:

Ils ont été effectués sur des éléments d'une portée libre de 4,00 m; les charges étaient appliquées, conformément au croquis ci-contre (fig. 2) à l'aide d'un

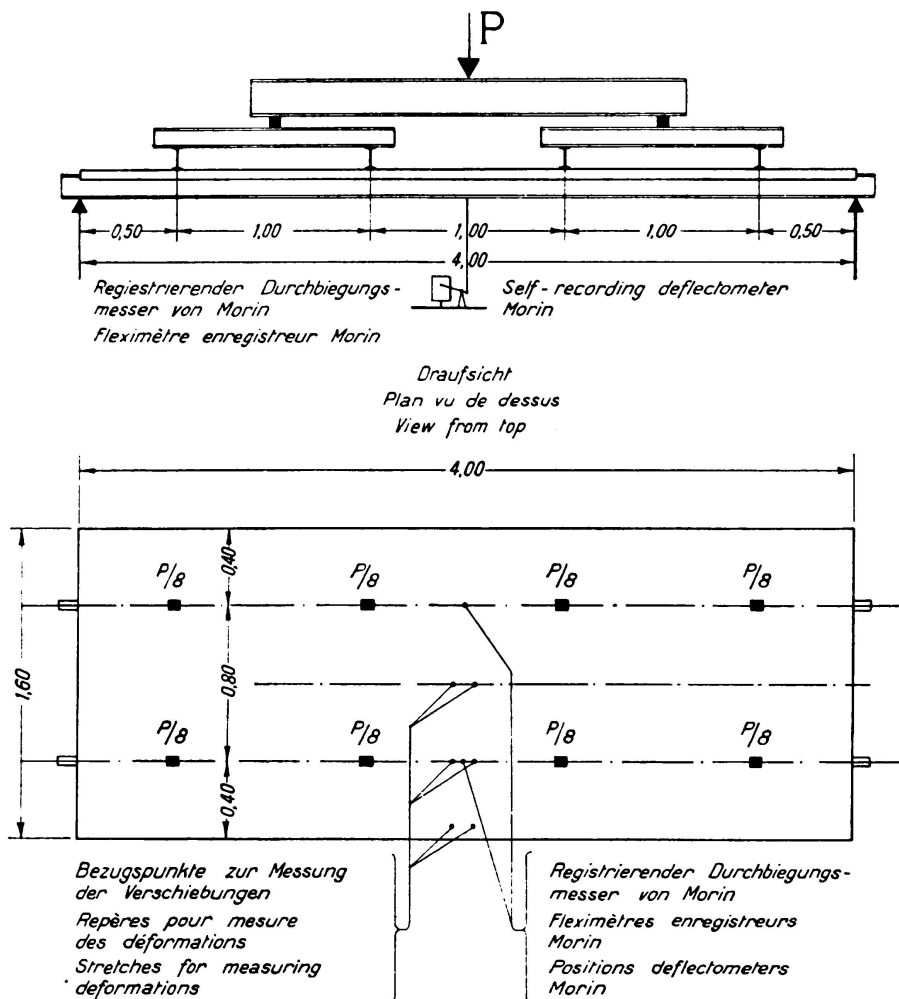


Fig. 2.

Essai de flexion.

levier de chargement spécialement établi pour de semblables essais aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Au cours des essais nous avons mesuré les flèches élastiques à l'aide d'appareils enregistreurs disposés sous les poutrelles dans l'axe de la portée. — Nous avons, d'autre part cherché à déterminer à l'aide du déformètre *Huggenberger* les raccourcissements élastiques du béton sur la face supérieure de la dalle et les allongements du métal des ailes inférieures des profilés.

B — *Essais de résistance à l'effort tranchant:*

Ils avaient pour but de déterminer les conditions de rupture des éléments des différents types étudiés sous l'action de charges concentrées appliquées au voisinage des appuis, nous avons cherché à voir s'il se produisait, soit un glissement du profilé dans sa gaine de béton par rupture d'adhérence, soit un décollement quelconque entre la dalle et la poutrelle.

Les essais ont porté sur des éléments de 2,00 m de longueur qui ont été soumis à des charges concentrées appliquées successivement au voisinage des deux extrémités à l'aide des vérins de la puissante machine de charge qui a été récemment construite aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

III° — Résultats obtenus.

A — *Essais de flexion:*

Les résultats obtenus au cours des essais de flexion sur éléments de 4,00 m de portée sont résumés dans le tableau I.

Tableau I.

No. de l'élément	béton			couple de flexion de rupture en kgm	limite de comportement élastique en kgm	flèche en mm sous P (charge totale)			Fatigue sous P = 4000 kg				
	âge (jours)	compression kg/cm ²	traction kg/cm ²			P = (charge totale)			R _b	R _b	R _a	R _a	
						2000 kg	4000 kg	6000 kg	calculé kg/cm ²	mesuré kg/cm ²	calculé kg/mm ²	mesuré kg/mm	
				par poutrelle									
I	29	270	23	1350	800	15							
II	28	280	23,4	2915	1550	5,05	9,8	16					
III	40	315	26,4	2680	1550	5,4	10,4	16	58,5 50	69 46,5	16,1 16,8	14,3	
IV	20	255	20	2340	1550	6,2	12,9	19,5	58,5 50	58,5 39	16,1 16,8	15,8	
V	31	325	27	3330	2050	5,2	10,4	15,5	51 42,5	52 34,7	13,3 13,8	11,3	
VI	23	280	22,5	3162	2050	4,8	9,6	15,1	51 42,5	52 34,7	13,3 13,8	11,3	
VII	23	225	20	2910	2050	4,75	10	15,5	51 42,5	50 33,3	13,3 13,8	11,5	
VIII	20	275	18	3020	2050	5	10,2	15,6	51 42,5	52 34,7	13,3 13,8	15	

Dans tous les éléments étudiés -- à l'exception du N° I -- la liaison entre le béton et les profilés a été efficacement assurée jusqu'à la rupture; cette dernière s'est produite par suite de l'excès de tension dans le métal suivant le processus classique de rupture des pièces en béton armé: sous l'influence de l'allongement considérable du métal, la fibre neutre s'est déplacée vers la face supérieure du hourdis de béton qui s'est écrasé par excès de compression.

L'élément I est le seul où l'on ait constaté avant rupture un décollement entre la dalle et le profilé. — Ce décollement s'est manifesté au milieu de la portée pour une charge P = 1000 kg. Pour tous les autres éléments la résistance simultanée du métal et de la dalle de béton a bien été mise en jeu jusqu'à

rupture dans les mêmes conditions que dans les planchers en béton armé munis d'armatures en barres rondes :

Par rapport aux moments admissibles déterminés par les méthodes habituelles de calcul avec $m = 10$ et une fatigue limite de 12 kg/mm^2 — les coefficients de sécurité à la rupture sont compris entre 3,15 et 3,9.

L'examen des diagrammes enregistrés par les fleximètres au cours des essais a permis de déterminer les limites de comportement élastique des différents types de planchers dans des conditions déterminées d'application des charges — les couples ainsi trouvés correspondent à un taux de travail du métal, calculé suivant les méthodes habituelles, de l'ordre de 27 kg/mm^2 donc voisin de la limite d'élasticité du métal.

La mesure des raccourcissements sur la face supérieure de la dalle de béton et des allongements du métal de l'aile inférieure des poutrelles nous a permis de déterminer la fatigue du métal en supposant le module d'élasticité égal à $22 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$ et d'en déduire la fatigue du béton en supposant successivement $m = 10$ et $m = 15$. — Nous avons d'autre part calculé sous différentes charges les fatigues du béton et du métal en prenant également pour m successivement les valeurs 10 et 15. Les résultats obtenus sont résumés dans les dernières colonnes du tableau précédent, ils font ressortir une concordance satisfaisante des fatigues calculées à partir des déformations et des fatigues calculées directement dans l'hypothèse $m = 10$. Cette concordance est au moins aussi bonne que dans le cas de pièces en béton armé avec barres rondes. Les méthodes normalement utilisées dans le calcul des pièces ordinaires en béton armé peuvent donc être appliquées au calcul des planchers à poutrelles enrobées.

B — *Résistance à l'effort tranchant :*

Les résultats obtenus au cours des essais sont résumés dans le tableau II.

Dans l'élément I, il s'est produit un décollement entre le profilé et la dalle sous une charge de l'ordre de 4 t, mais nous n'avons pu observer de glissement longitudinal au voisinage de l'appui ; il semble donc que pour augmenter la sécurité de systèmes semblables, des dispositifs destinés à empêcher uniquement le glissement comme l'emploi de fers plats soudés sur l'aile supérieure soient moins efficaces que des dispositifs permettant l'accrochage du profilé à la dalle de béton par l'intermédiaire soit de ligatures passant dans des trous poinçonnés dans l'âme, soit de spires soudées sur l'aile supérieure des profilés.

Dans tous les autres éléments, la rupture a été obtenue, après apparition de fissures de traction dans le béton, par excès de compression consécutif à l'allongement exagéré du métal. — Les décollements aux abouts des profilés ne se sont manifestés qu'à la rupture sous l'effet de déformations très importantes. L'effort tranchant de rupture est au moins de l'ordre de 7 t pour les éléments avec poutrelles de 10 PN et de 9 t pour ceux avec poutrelles de 12 PN.

C — *Répartition des efforts de compression dans les hourdis :*

Nous avons profité de l'exécution de ces essais pour chercher à déterminer de quelle façon les efforts de compression se répartissent dans les hourdis. — La plupart des Prescriptions officielles actuellement en vigueur fixent bien les limites

Tableau II.

No. de l'élément	béton			effort tranchant de rupture en kg	couple correspondant en kgm
	âge (jours)	compression kg/cm ²	traction kg/cm ²		
I	29	340	27	4 675	1170
II	28	340	27	8 450	2175
III	40	305	24	8 300	2080
				6 900	2080
IV	23	260	19,4	8 300	2080
				7 900	2350
IV bis	20	225	20	8 050	2160
				8 800	2640
V	30	340	27	10 500	2620
				9 000	2700
VI	34	275	26	9 650	2420
				8 600	2580
VII	30	230	19	10 300	2570
				11 900	3570
VIII	20	280	20	12 500	3120
				12 800	3850
VIII bis	20	225	20	12 600	3150
				13 200	3950

à admettre pour la largeur des tables de compression au milieu des portées des poutres, mais ne donnent aucune règle précise dans le cas où des charges concentrées importantes produisent les couples maxima dans des sections voisines des appuis.

Nous avons vérifié, en premier lieu, que dans les éléments de 4,00 m essayés, les raccourcissements du béton mesurés sur la face supérieure de la dalle au milieu de la portée (voir fig. 2) étaient égaux dans toute la largeur de cette dalle. — Les fatigues de compression sont donc bien réparties uniformément.

En disposant des déformètres au voisinage des appuis, nous avons trouvé des raccourcissements plus grands au droit des poutrelles que sur les bords. Les mesures que nous avons faites — qu'il serait trop long de décrire en détail — nous ont montré que l'on peut adopter la règle simple suivante: Si l'on délimite, par deux droites faisant avec la direction des poutrelles des angles de 30 à 35°, une largeur fictive de table de compression, la fatigue de compression correspondante, calculée dans chaque section par les méthodes usuelles, est peu différente de la fatigue maxima mesurée au droit de la poutrelle.

Conclusions.

En résumé, il résulte des essais effectués que dans les planchers expérimentés — à l'exception du type N° I — les fatigues normales peuvent être déterminées suivant les méthodes employées normalement pour les éléments de planchers en béton armé. La concordance entre les fatigues ainsi calculées et les fatigues

réelles est au moins aussi satisfaisante que pour les pièces en béton armé. Ces méthodes conduisent à un coefficient de sécurité de l'ordre de 3,5.

Quant aux fatigues tangentielles les expériences ont montré qu'avec les *sections étudiées* — à l'exception de (I) — la résistance n'est pratiquement pas limitée par l'excès des dites fatigues tangentielles mais par la valeur des fatigues normales.

Il y a lieu de remarquer que ces résultats ont été obtenus avec des bétons de bonne qualité. Si l'on veut utiliser la résistance du béton, il faut que la mise en oeuvre de ce matériau soit suffisamment soignée pour permettre de compter en toute certitude sur une résistance élevée de même que dans l'exécution des travaux en béton armé.

Nous considérons que les conclusions rappelées ci-dessus ne sont valables que pour des sections analogues à celles des éléments étudiés pour lesquelles, en particulier, l'axe neutre est voisin de la face inférieure du hourdis d'une part et de l'aile supérieure du profilé d'autre part. Nous comptons compléter ces résultats par des essais que nous entreprendrons prochainement sur des sections différentes des précédentes.