

30 ans de treillis d'armature suisse à fils d'acier profilés

Autor(en): **Rychner, Gustave-A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **109 (1983)**

Heft 11

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74957>

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.

30 ans de treillis d'armature suisses à fils d'acier profilés

par Gustave-A. Rychner, Morges

Avant les années 50, les treillis d'armature soudés étaient formés de fils lisses et n'étaient en général utilisés que pour des raisons constructives. Avec l'amélioration de la qualité des fils d'acier la question s'est posée de l'utilisation statique des treillis comme armatures au même titre que les barres d'acier traditionnelles. Mais on voulait tirer profit des hautes caractéristiques mécaniques des fils d'acier, en particulier de leur limite d'élasticité élevée. Il fallait donc obtenir pour ces fils de plus hautes contraintes admissibles que pour les barres d'acier traditionnelles. Et pour obtenir de plus hautes contraintes admissibles il fallait prouver par des essais que les treillis soudés utilisés au prorata de la limite d'élasticité des fils d'acier ne nuisaient pas à la fissuration des planchers en béton armé.

Dans des essais fondamentaux exécutés au Laboratoire fédéral d'essai des matériaux (LFEM) au début des années 50¹ on a tout de suite constaté qu'avec les premiers treillis livrés, constitués de fils lisses et à grand écartement des fils transversaux, on ne pouvait pas s'attendre à un bon résultat. Après de nombreux essais on est arrivé à la conclusion que, pour résoudre le problème de la fissuration, il fallait, pour pouvoir utiliser entièrement les hautes caractéristiques mécaniques des fils d'acier, non seulement réduire la grandeur des mailles des treillis et en particulier l'écartement des fils transversaux mais encore et surtout améliorer l'adhérence des fils d'acier, c'est-à-dire remplacer les fils lisses par des fils présentant une meilleure résistance au glissement dans le béton.

Ce résultat a conduit au *profilage industriel des fils d'acier des treillis qui est pratiqué aujourd'hui par tous les fabricants suisses de treillis d'armature*.

A cette époque, le développement dans le domaine des aciers d'armature usuels suivait les mêmes voies, cependant avec une difficulté accrue, à savoir créer un état de surface assurant à la fois une ex-

cellente adhérence et un bon comportement à la fatigue, exigences diamétralement opposées (par exemple forme et inclinaison des nervures), exigences qui n'ont d'ailleurs pas été négligées, quoique moins importantes, pour les fils d'acier des treillis soudés vu que dans ces derniers ce sont les jonctions soudées qui sont les plus délicates en cas de fatigue.

Les fabricants suisses de treillis d'armature ont récemment lancé un type de treillis à boucles qui permet de garantir des recouvrements porteurs dans le sens transversal, ce qui est extrêmement intéressant.

Nous donnons ci-après les résultats extrêmement instructifs, jamais publiés jusqu'ici, d'essais exécutés avec des treillis d'armature au cours de la période de développement des années 50². Des nombreux procès-verbaux d'essais de cette époque, nous avons choisi seulement quelques exemples typiques.

Il s'agit d'essais statiques de flexion sur des bandes de dalles pourvues de treillis d'armature soudés, donc d'une sollicitation quasi monoaxiale. Dimensions des bandes de dalle: largeur 60 cm, épaisseur 14 cm, portée 300 cm; un appui

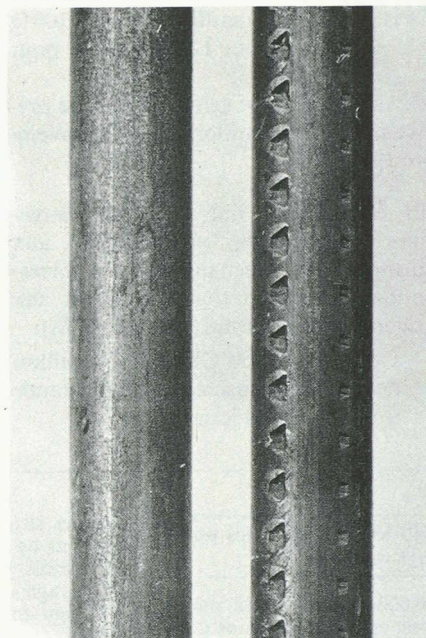


Fig. 1. — (Voir tableau I). Fils d'acier Ø 5,8 mm à gauche lisse, à droite pourvu de petites empreintes.

fixe, l'autre mobile; chargement par deux forces isolées P appliquées chacune aux quarts de la portée. Béton BH. Dosage en ciment P 300. Essai à l'âge de 28 jours. L'essai de dalles entières aurait été ruineux. D'autre part l'essai de bandes de dalle permettait une observation rigoureuse de la fissuration. Le tableau I contient les données sur les treillis utilisés et les valeurs de la résistance à la traction de l'acier β_z et de la résistance à la compression du béton sur cube β_w à l'âge de 28 jours.

La figure 1 montre la surface des fils porteurs de 5,8 mm de diamètre à l'état lisse et avec de petites empreintes.

Cette figure a une valeur historique! Avec la première exécution mécanique

¹ Commettant: Tektonik AG, Zurich.

² Nous remercions la maison Tektonik AG à Regensdorf/ZH qui nous a aimablement remis les rapports du LFEM des années 1952 et 1953 et permis de les utiliser.

TABEAU I — Données des essais

Essai n°	Treillis d'armature							Résistance des matériaux	
	Pourcentage d'armature μ %	Fils longitudinaux				Fils transversaux		Acier β_z N/mm ²	Béton β_w N/mm ²
		Nombre	Diamètre d mm	Etat de la surface	Ecartement mm	Diamètre d mm	Ecartement mm		
1	0,406	6	8,2	lisse	100	6,5	300	658,5	38,0 (28 jours)
1'	0,406	6	8,2	lisse	100	3,8	100	658,5	33,9 (7 jours)
2	0,415	12	5,8	lisse	50	3,8	100	656,0	35,2 (28 jours)
3	0,415	12	5,8	avec de petites empreintes (voir fig. 1)	50	3,8	100	696,0	36,2 (28 jours)

La bande de dalle pour l'essai 1' a été bétonnée avec un béton P. 350 afin de pouvoir exécuter l'essai à un âge du béton de 7 jours. Tous les fils transversaux étaient lisses.

«bricolée» de petites empreintes sur les fils porteurs, on a prouvé que les fils des treillis d'armature, jusqu'alors lisses, devaient aussi être rendus plus rugueux, d'une manière ou d'une autre, afin de permettre l'utilisation des leurs hautes caractéristiques mécaniques, c'est-à-dire de travailler avec de plus hautes contraintes admissibles pour les treillis d'armature.

Le tableau II donne les résultats des essais qui nous intéressent particulièrement. Ils sont admirablement complétés par les photos de la figure 2.

Il est utile d'examiner la fissuration de plus près. Pour de faibles pourcentages d'armature, comme dans le cas présent, les fissures apparaissent, si l'on exclut les effets du retrait, du fluage et les in-

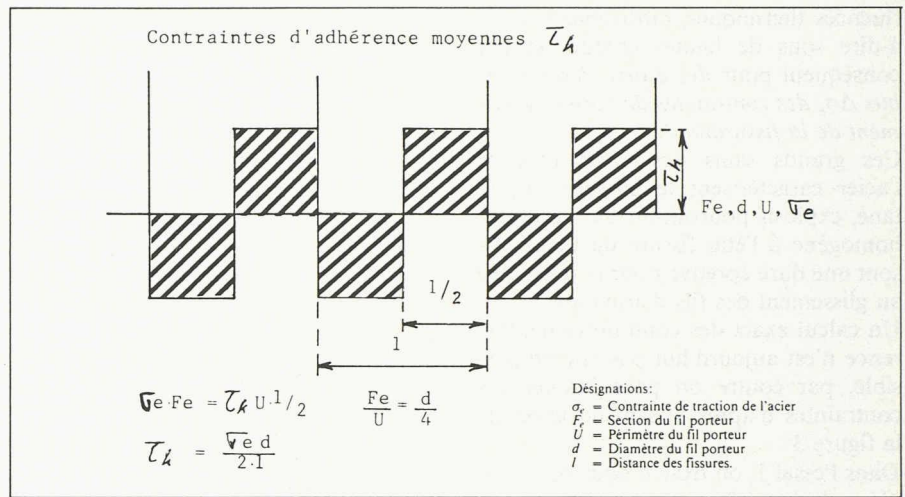


Fig. 3. — Fissuration.

TABLEAU II — Résultats des essais

Essai n°	β_{bz} N/mm ²	Première fissuration			w_{max} en $\frac{1}{100}$ mm pour des contraintes de l'acier ($n = 10$) de N/mm ²				Distribution des fissures (voir fig. 2)		Cause de la rupture (voir fig. 2)
		σ_{bz} N/mm ²	σ_{er} N/mm ²	w_{max} $\frac{1}{100}$ mm	300	400	500	600	Nombre total de fissures	Distance des fissures mm	
1	5,13	3,76	195	30	65 (25)	95	125	160	7	300 = écartement des fils transversaux	τ_h
1'	5,66	4,58	238	25	35	50	60	70	13	$2 \times 100 + 10 \times 200$	β_z
2	4,93	4,48	238	17	30	40	50	65	16	$9 \times 100 + 6 \times 200$	β_z
3	5,32	4,70	250	4	10 (2)	20 (3)	25 (5)	30 (6)	24	100 = écartement des fils transversaux	β_z

- w_{max} = Largeur maximum des fissures.
- β_{bz} = Résistance à la traction par flexion du béton à l'âge de l'essai.
- σ_{bz} = Contrainte de traction par flexion calculée pour la section homogène au moment de l'apparition des premières fissures.
- σ_{er} = Contrainte théorique de traction des fils correspondant à la première fissuration (phase élastique, section fissurée, $n = 10$).
- τ_h = Glissement des fils porteurs (longitudinaux) par suite du cisaillement des jonctions soudées près d'un appui (détachement des deux derniers fils transversaux).
- β_z = La résistance à la traction des fils porteurs est atteinte, d'où leur rupture.
- () = Largeur maximum résiduelle pour une contrainte inférieure de l'acier de ~ 50 N/mm².

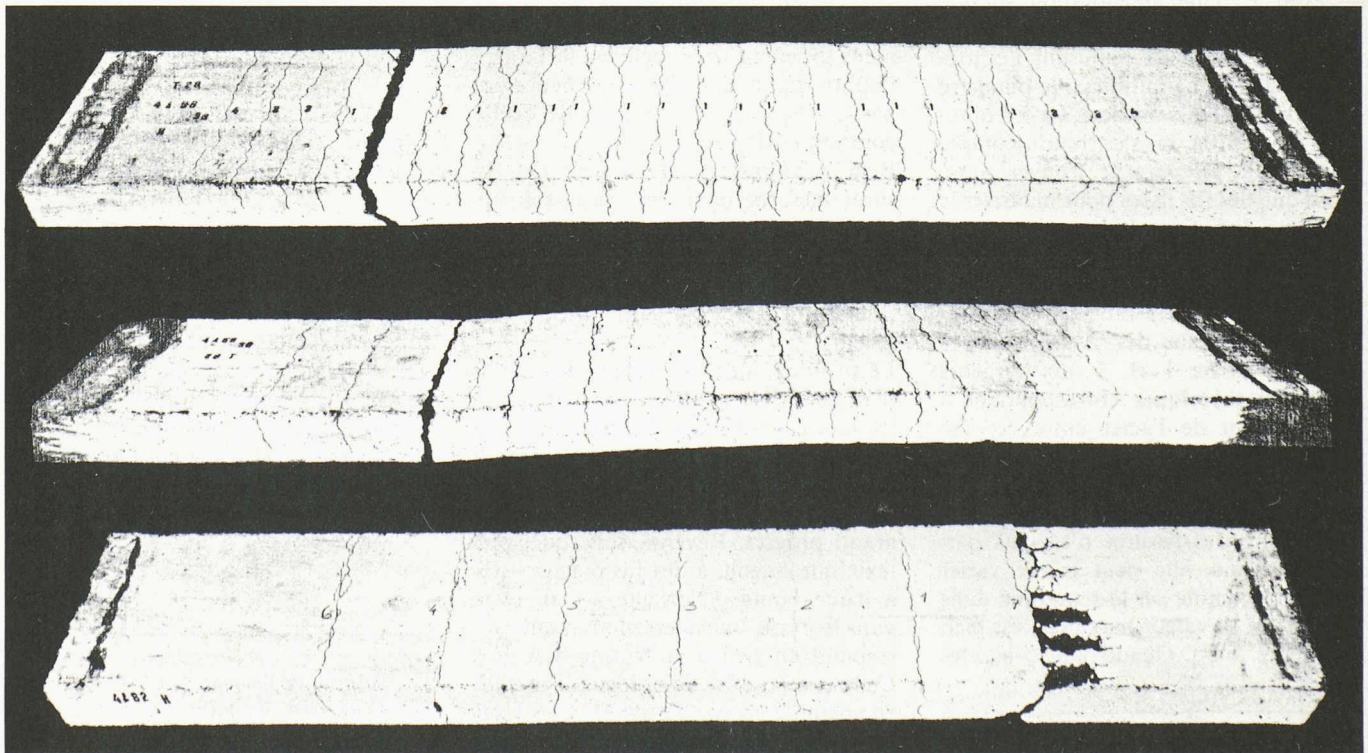


Fig. 2. — Etats de fissuration et de rupture des bandes de dalle, essais 1, 2 et 3.

fluences thermiques, tardivement, c'est-à-dire sous de hautes charges et par conséquent pour *des écarts élevés et subits* $\Delta\sigma_e$ des contraintes de l'acier au moment de la fissuration³.

Ces grands sauts des contraintes de l'acier caractérisent le passage instantané, explosif pourrait-on dire, de l'état homogène à l'état fissuré du béton. Ils sont une dure épreuve pour la résistance au glissement des fils d'armature.

Un calcul exact des contraintes d'adhérence n'est aujourd'hui pas encore possible, par contre on peut évaluer ces contraintes d'après le schéma usuel de la figure 3.

Dans l'essai 1, on trouve pour $\sigma_e = 300$ N/mm², $d = 8,2$ mm et $l = 300$ mm, $\tau_h = 4,1$ N/mm², c'est-à-dire une valeur bien supérieure à la limite d'adhérence des fils lisses de 8,2 mm de diamètre. Ces fils doivent donc glisser dans le béton entre les fissures. Il en résulte que le béton n'étant plus du tout sollicité à la traction, il est déchargé et revient à son état initial, ce que des mesures de la déformation linéaire du béton ont d'ailleurs effectivement corroboré. De nouvelles fissures entre celles qui se sont formées aux endroits prédestinés pour la fissuration, c'est-à-dire là où la section du béton est affaiblie par les fils transversaux, sont absolument exclues. Seul un meilleur ancrage des fils dans le béton pouvait amener celui-ci à continuer sa coopération dans la zone de traction ce qui lui aurait permis de se fissurer une nouvelle fois, d'où diminution des distances et des largeurs correspondantes des fissures. Ce meilleur ancrage a été obtenu d'abord par une réduction de l'écartement des fils transversaux soudés sur les fils longitudinaux — essai 1'. Une amélioration supplémentaire nette, mais encore insuffisante, a été enregistrée en réduisant l'écartement des fils longitudinaux, le diamètre de ceux-ci s'abaissant de 8,2 à 5,8 mm.

A ce moment-là, on s'est rendu compte qu'il fallait absolument trouver autre chose que des fils lisses pour maîtriser le problème de la fissuration et c'est ce qui a conduit aux premières empreintes artisanales visibles sur la figure 1.

Dans le tableau III on a comparé les largeurs maximales des fissures relevées dans les essais 1 et 3 aux largeurs moyennes théoriques correspondant à l'allongement de l'acier entre ces fissures, celles-ci ayant un écartement constant équivalent à celui des fils transversaux de répartition.

L'ouverture des fissures n'est pas partout la même, elle peut même varier beaucoup comme on le remarque dans l'essai 1 où sa valeur maximale est bien supérieure à w_m . Quand $w_{max} > w_m$, les

TABLEAU III — Largeur des fissures: théorique, moyenne w_m ; maximale, mesurée w_{max}

Essai n°	Complément du tableau II Largeur des fissures	Contraintes de l'acier (n = 10) N/mm ²			
		300	400	500	600
1	Théorique, moyenne w_m en $\frac{1}{100}$ mm	43	57	71	86
	Maximale, mesurée w_{max} en $\frac{1}{100}$ mm	65	95	125	160
	Rapport w_{max}/w_m	1,51	1,67	1,76	1,86
3	Théorique, moyenne w_m en $\frac{1}{100}$ mm	14	19	24	29
	Maximale, mesurée w_{max} en $\frac{1}{100}$ mm	10	20	25	30
	Rapport w_{max}/w_m	0,71	1,05	1,04	1,03

w_m correspond à l'allongement de l'acier sur une longueur égale à la distance observée des fissures. Pour les essais 1 et 3, cette distance coïncide avec l'écartement des fils transversaux.

$$w_m = \varepsilon l = \frac{\sigma_e l}{E_c}$$

où ε = Allongement de l'acier (phase élastique).

σ_e = Contrainte de traction de l'acier (n = 10).

E_c = Module d'élasticité de l'acier = 210 000 N/mm².

l = Distance des fissures.

fissures voisines s'ouvrent moins, leur largeur est inférieure à w_m (voir fig. 2, essai 1). On voit donc qu'avec des fils lisses, les fissures sont non seulement larges mais de plus irrégulières, pouvant présenter localement une ouverture exceptionnellement grande.

En outre, l'essai 1 a montré que dans le cas de treillis à fils lisses, le manque d'adhérence de ces fils mettait la résistance au cisaillement des croix de soude à forte contribution, pouvant provoquer leur rupture près des appuis (fig. 2, essai 1).

Par contre les treillis à fils porteurs présentant de petites empreintes et par conséquent une meilleure adhérence que les fils lisses montrent un comportement excellent, très régulier, la largeur la plus grande des fissures ne dépassant pas la valeur w_m même pour de hautes contraintes de l'acier.

Bien qu'aujourd'hui la largeur des fissures mesurée dans des essais soit appréciée différemment qu'il y a 30 ans, soit au moyen de méthodes statistiques, les résultats d'essais reproduits ci-dessus et leur interprétation gardent toute leur valeur.

Le profilage des fils d'acier des treillis d'armature introduit en son temps par les fabricants suisses de treillis d'armature afin de permettre et de garantir l'utilisation de la haute limite d'élasticité de ces fils constituait certainement un grand progrès. Revenir, sous quel prétexte que ce soit, à des fils d'acier lisses à haute limite d'élasticité est un recul dans le passé, une aberration qui ne correspond en rien à la Norme SIA 162. Celle-ci a en effet homologué les treillis en créant le *groupe d'acier IV à fils profilés*, lequel doit répondre à des conditions déterminées non seulement au point de vue des caractéristiques méca-

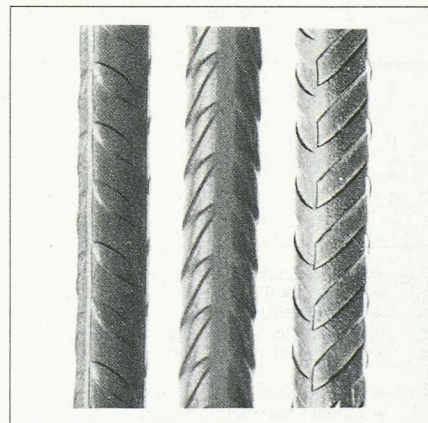


Fig. 4. — Fils d'acier profilés des treillis d'armature suisses.

niques mais aussi en ce qui concerne la capacité d'adhérence des fils, ce qui est, nous venons de le voir, pleinement justifié.

Les fils d'acier profilés des treillis d'armature suisses — la figure 4 en montre quelques types — ont grandement contribué à l'essor de ce mode d'armature dont l'audience ne cesse de s'élargir car il permet, soit en nappes, soit sous forme d'éléments façonnés de toutes sortes, de résoudre rationnellement, économiquement et sûrement une quantité de problèmes qui se posent au constructeur.

Adresse de l'auteur:
Gustave-A. Rychner
Bellevue 3
1110 Morges

³ G. A. Rychner: Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton. Schweizerische Bauzeitung 1951, n° 23 et 24.