

dans les ouvrages de l'espèce. Il semble, d'après ces expériences, que le calcul des tabliers à poutrelles enrobées de béton peut s'effectuer conformément aux principes admis pour le calcul du béton armé ordinaire en prenant pour valeur du rapport m des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton:

$m = 9$, dans le cas où il n'y a pas de crémaillères de frettage;

$m = 14$, lorsque le béton est fretté.

Prof. H. DUSTIN, Bruxelles:

Note sur les Charpentes soudées — Calcul des assemblages

Conclusions des essais faits par l'auteur au Laboratoire de l'Université de Bruxelles 1926/1928

(Communication présentée par Mr. le Prof. F. CAMPUS de l'Université de Liège)

Cette note constitue l'aboutissement logique et la conclusion de deux autres communications: le mémoire publié en décembre 1926 par la Revue Universelle des Mines, et le Mémoire présenté en septembre 1927 au Congrès International des Matériaux à Amsterdam; le premier avait trait à l'étude de la soudure par arc,

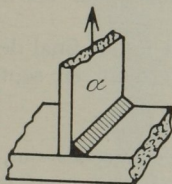


Fig. 1

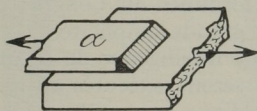


Fig. 2

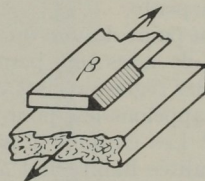


Fig. 3

considérée en tant que matériau; le second relatait les résultats de nos essais sur les assemblages élémentaires.

Quelle que soit la variété des assemblages qui se rencontrent en charpente, tous peuvent se réaliser au moyen de deux éléments seulement:

1^o des soudures bout à bout;

2^o des cordons de soudure déposés dans l'angle dièdre formé par les pièces à assembler.

Les soudures bout à bout ont été complètement étudiées en chaudronnerie; nous savons qu'il est aisé de leur donner une résistance égale à celle des pièces assemblées.

Il ne nous reste donc à étudier que les soudures en cordons.

En analysant les situations que peuvent occuper dans un assemblage les cordons élémentaires, on constate que malgré la variété apparente des assemblages, ces éléments ne peuvent occuper que deux positions de sollicitation différentes.

a) la position frontale définie par les fig. 1 et 2;

b) la position latérale définie par la fig. 3.

On peut imaginer une position intermédiaire; il est impossible d'en imaginer d'autres.

La résistance des cordons frontaux et latéraux a fait l'objet d'études dès 1922, notamment par Humphreys aux États-Unis et Hoehn en Suisse.

Les conclusions de ces auteurs, basées sur des essais, en nombre relativement restreint, sont parfois un peu inattendues. Elles demandaient à être vérifiées.

C'est ce que nous nous sommes efforcés de faire en 1926/1927 et cela par deux moyens:

1^o Par l'étude attentive du mode de sollicitation des cordons — notamment par l'observation d'éprouvettes transparentes en lumière polarisée; de leur déformation et de leur mode de rupture.

2^o Par des essais systématiques, exécutés en grand nombre — plus des 200 essais — dans des conditions strictement contrôlées.

Ces essais ont mis en évidence les points suivants:

1^o Une fort bonne régularité.

2^o La quasi disparition du facteur personnel dans les travaux exécutés d'une manière systématique.

3^o L'existence pour les cordons de soudure d'un « profil naturel » ou « profil normal » vers lequel tend rapidement l'ouvrier soudeur engagé dans un travail systématique.

4^o La différence de comportement des cordons frontaux et latéraux vis-à-vis des efforts dynamiques; tandis que les premiers sont statiquement bien plus résistante que les seconds, leur résistance dynamique est faible, car ils rompent sans déformation sensible; les cordons latéraux, au contraire, qui se déforment considérablement avant rupture, ont fait preuve d'une résistance dynamique remarquable.

De plus, ces essais ont permis la détermination du type d'électrode le plus convenable pour réunir les tôles et profilés du commerce; donc pour les travaux de charpente.

Au point de vue du *Calcul des charpentes soudées* qui était le but final de notre étude, ils nous ont permis de formuler au Congrès d'Amsterdam, en septembre 1927, des règles précises et d'une grande simplicité.

Rappelons-les, pour la bonne intelligence de ce qui va suivre:

1^o Les cordons de soudure seront exécutés au moyen d'électrodes qui, outre les qualités habituelles à exiger d'une bonne électrode, auront les caractéristiques suivantes:

a) le métal déposé sera de l'acier doux ayant une charge de rupture de 38/40 Kgs par mm² avec un allongement de 15/20%;

b) le profil « naturel » ou « normal » du cordon déposé sera plan ou légèrement convexe, jamais franchement concave.

2^o Cela étant, on peut tableur avec sécurité pour les cordons *frontaux* sur une charge de rupture de 2,6 t. par cm² de la section de la pièce directement en contact avec la soudure. Pour les aciers doux de construction courants ayant une charge de rupture voisine de 40 Kgs par mm², nous pouvons dire qu'une soudure frontale équivaut en résistance à 65% ou $\frac{2}{3}$ de la section de pièce directement en contact avec elle.

3^o Cela étant, on peut tableur avec sécurité, pour les cordons *latéraux* sur une charge de rupture variant de 2 t. à 1,6 t. par cm² de la section de la pièce directement en contact avec la soudure suivant l'épaisseur de celle-ci. Pour les aciers doux de construction courants, ayant une charge de rupture voisine de 40 Kgs mm², nous pouvons dire qu'une soudure latérale équivaut à une fraction de résistance variant de 50% à 40% de celle de la section de métal directement en contact avec elle.

4^o Quand on visera en ordre principal la résistance aux charges statiques, on développera tout d'abord les cordons frontaux qui sont plus avantageux. Quand au contraire on aura en vue la résistance aux actions dynamiques, on donnera la préférence aux cordons latéraux.

Pour l'interprétation du 2^o voir fig. 2 la « pièce » étant α ; pour celle du 3^o voir fig. 3 la pièce étant β ; le cordon de la fig. 1 aura même résistance que celui de la fig. 2 s'il a les mêmes dimensions.

Dans le 3^o on pourra prendre 50% pour les pièces ne dépassant pas 6 mm. d'épaisseur et descendre à 40% pour 15 mm. ou plus.

On voit par le 1^o que nous avons assemblé les tôles et profilés du commerce à l'aide d'un métal d'apport très analogue à leur propre métal.

Nos essais nous ont montré qu'au point de vue économique, il était généralement peu intéressant d'adopter une soudure plus résistante, donnant par exemple une charge de rupture de 50 Kgs par mm². Au point de vue de la sécurité, ce supplément de résistance est illusoire. Nous devons tenir compte en effet de ce que les profilés du commerce n'ont qu'une très médiocre résistance vis-à-vis des efforts de cisaillement longitudinaux. Au moment de sa rupture un cordon latéral en soudure à 40 Kgs sollicite le métal adjacent du profilé presque à rupture; une soudure de même résistance totale, mais légèrement plus courte (il suffit de 15%) entraîne régulièrement la rupture par glissement dans le métal du profilé.

L'application des règles précédentes aux charpentes, soulève une question préliminaire: Quand on réunit par des rivets, deux profilés ayant chacun une résistance R , l'ensemble a seulement une résistance $R' < R$.

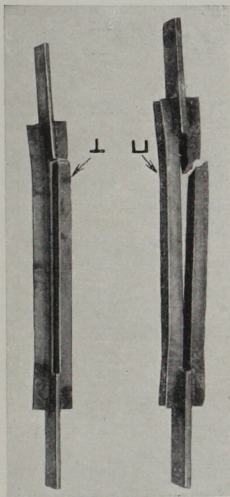


Fig. 4

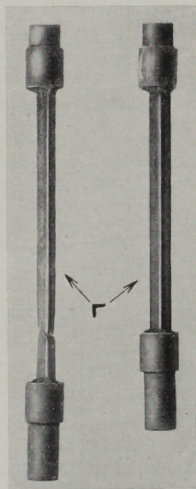


Fig. 5

Le déchet provient de 2 causes: la perte de section due aux trous de rivets — l'excentricité souvent inévitable de l'assemblage.

En soudure, la seconde cause de faiblesse subsiste, tout au moins dans les assemblages par recouvrement ou sur goussets qui sont encore les plus fréquents actuellement; il convient de déterminer expérimentalement ce déchet.

A cet effet, nous avons choisi une série de profilés normaux (L , T , U) et avons procédé comme suit:


Nous avons pris des tronçons de 1 m. environ et les avons réunis par paires en les soudant sur fort gousset pour former des éprouvettes telles que celles de la fig. 4. La symétrie de ces éprouvettes devait écarter les effets de flexion. Les soudures avaient un volume volontairement excessif.








Pour comparer la résistance ainsi obtenue à celle du profilé considéré isolément, nous avons mesuré cette dernière, soit en découpant des bandelettes dans la masse du métal, soit en soudant le profilé en bout sur des cylindres d'acier doux au moyen de cordons frontaux entourant toute la section, assemblage beaucoup plus résistant que le profilé. — Voir fig. 5.

Les résultats de ces essais sont justifiés dans le tableau A. Ils montrent que la résistance des profilés soudés sur goussets est remarquablement bien utilisée. Pour les profilés trapus comme les *U* et les *T* l'effet de l'excentricité est pratiquement négligeable; pour les *L* la perte de résistance est encore inférieure à 10%.

La courbure des profilés rompus montre cependant que les fibres intérieures paraissent travailler plus que les fibres extérieures (fig. 4).

Ceci entraîne comme conséquence pratique que nos assemblages soudés devront être calculés pour une résistance égale à celle de la pleine section des profilés.

Tableau A — Profilés *L*, *T* et 
Charge de rupture en Kg./mm²

Profil		2 pièces soudées au gousset	Soudé aux bouts ronds	Bandes décou- pées dans le profilé	
 30/30/4	1	38	40,3	—	Point faible: déformation locale du 
	2	36,4	40,6	—	
 50/50/5,1	1	39	40,9	—	
	2	35,2*)	40,9	—	
 70/70/7,5	1	40	—	42,2	
	2	39,25	—	42,6	
 53/28/6,6	1	38,1	38,4	40	
	2	37,6	37,8	37,9	
 50/50/6,6	1	37,2	37,8	38,1	
	2	37,4	37,8	38,3	
 80-44 normal	1	37,3	—	37,4	
	2	37,3	—	36,8	

Juillet-Août 1927.

Ceci étant posé, il nous restait à vérifier si nos règles de résistance établies pour des assemblages élémentaires, pouvaient s'appliquer sans correction aux profilés utilisés dans les charpentes.

A cet effet nous avons refait les mêmes éprouvettes, mais cette fois nous avons dimensionné les soudures en vue d'une résistance inférieure de 15% à celle des profilés.

Les règles d'assemblage que nous avons énoncées montrent que l'assemblage de profilés sur gousset ayant une résistance de $100 - 15 = 85\%$ de celle des profilés pourra se faire:

- Par des cordons latéraux d'épaisseur et de longueur appropriées;
- par un cordon frontal combiné avec des cordons latéraux. Il ne pourra pas se faire au moyen d'un cordon frontal seul, car nous ne pouvons donner à celui-ci ni la hauteur ni le développement nécessaires.

Les deux méthodes a) et b) ont été employées.

Les profilés ont été assemblés par paires sur une forte tôle formant gousset comme dans les essais précédents et pour les mêmes raisons.

Avec les profils dissymétriques, comme les cornières nous avons employé des cordons latéraux de sections inégales, mais de même longueur de façon à faire coïncider au mieux le centre de gravité de la section de l'ensemble des soudures avec le centre de gravité de la paire des profilés.


Dans nos assemblages élémentaires, la forme même choisie pour l'éprouvette délimitait automatiquement les dimensions exactes du cordon de soudure. Comment faire avec profilés pour qu'il en soit de même et par conséquent que la résistance des soudures soit exactement calculable?

Déposer du métal en suivant un tracé précis est une opération incommode, c'est un mode de travail qui ne s'emploie pas en pratique. En pratique, l'ouvrier dépose 1,2 ou 3 couches de métal superposées, à l'aide d'une électrode de calibre convenablement choisi en vue de réaliser à peu près le volume total de soudure qu'il juge nécessaire.

En travaillant avec une électrode en fil de 4 mm, nous avons contrôlé que le cordon déposé dans l'angle de deux pièces et formé de 1,2 et 3 couches superposées, produit assez correctement le profil « naturel » ou « normal » des soudures de 5,10 et 15 mm. utilisées dans nos essais précédents.







C'est ce mode opératoire très simple que nous avons adopté.

Les résultats de ces essais sont condensés dans les tableaux B et C; les soudures frontales du tableau C couvrent toute la section de l'aile du profilé en contact avec le gousset.

Tableau B — Profilés L, T et  soudés au gousset

Soudure latérale seule

*Dimensions des cordons. — Comparaisons entre les valeurs des efforts calculés et observés

Profil	Electrode n° 8		Effort en T			
	Longueur du cordon	Nombre de cordons déposés	Calc.	Obs.		
 30/30/4	1	30 mm.	2+1	15,2	15,3	Point faible dans un té
	2					
 50/50/5,5	1	60	3+1	38,4	38,2	
	2					
 70/70/7,5	1	120	3+1	80	80,5	
	2					
 3/28/6	1	90	1+1	36	30,3	
	2					
 50/50/6	1	130	1+1	50,4	45	
 80/44 normal	1	120	2+2	88	86,3	
	2					
	3					87,5

Août 1927.


Le tableau B montre, pour les assemblages réalisés au moyen de cordons latéraux employés seuls, une concordance remarquable entre la résistance calculée et la résistance observée.









Pour les assemblages du tableau C, réalisés au moyen de cordons frontaux et latéraux combinés, la concordance est beaucoup moins satisfaisante.

Nous trouvons partout une résistance réelle inférieure à la résistance calculée. Mais la différence est très variable: insignifiante pour les U, elle atteint 10% pour les petites L et va à 20% pour les T.

Pourquoi cette différence? Comment la faire disparaître?

La cause de faiblesse est ici double: à côté d'une répartition défavorable des

Tableau C — Profils L, T et  soudés aux goussets
Soudure frontale et latérale
Dimension des Cordons. — Les efforts calculés et observés

Profil	Electr. n° 8		Effort en T			
	Soudure frontale. Nombre de cordons déposés	Soudure latérale Longueur et nombre de cordons déposés	Calc.	Obs.		
 30/30/4	1	1	20 2+1	17	17,6	Rupture dans le 
	2				—	
 50/50/5.5	1	1	30 3+1	33,8	31,4	
	2				30,7	
	3				31,7	
	4				31,9	
 70/70/7.5	1	1	60 3+1	65,4	63,5	
	2				63	
 52/28/6	1	1	35 1+1	30,4	24,8	
	2				24,5	
	3				26,1	
	4				25,6	
 50/50/5	1	1	50 1+1	33	26	
	2				25	
 48×4 80×5	1	1	65 2+2	70	67,5	
	2				69	
 50/50/5.5	1	fig. I	55 1+1	41,5	39,5	
	2	fig. II	50 1+1	30	28,6	

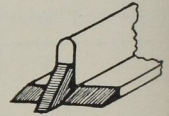


Fig. I

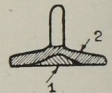


Fig. II

tensions (notamment pour les T), il y a l'union dans un même assemblage d'éléments de liaison aussi dissemblables qu'un cordon frontal et un cordon latéral.

Si nous observons le mode de rupture de ces assemblages, nous constatons que la déchirure s'amorce toujours dans la soudure frontale qui est cependant l'élément le plus résistant de l'ensemble. Pourquoi?

Le cordon frontal, ne peut se déformer sensiblement avant la rupture et dans la période élastique ces déformations sont inappréciables; au contraire, les cordons latéraux ont une grande ductilité, prennent avant la rupture des déformations qui frappent l'observateur le moins attentif et manifestent des allongements élastiques qui peuvent être mis en évidence par les appareils relativement grossiers.

De là, il résulte que, lorsqu'on charge progressivement un assemblage mixte, la sollicitation des cordons, tout d'abord conforme aux calculs, s'en écarte à mesure que leur charge augmente: les cordons frontaux travaillent de plus en plus fort et soulagent d'autant les cordons latéraux.

Le remède pratique consiste évidemment à renforcer les cordons, mais lesquelles faut-il renforcer?

C'est une question d'espèce. Sur les petites cornières on ne trouvera pas le plus souvent la place nécessaire pour accrocher un renforcement frontal et on devra forcément allonger un peu les cordons latéraux. Sur les T et les cornières plus importantes on pourra faire le renforcement frontal représenté au croquis n° 2 du

tableau; enfin, quand on a un peu de place disponible sur le gousset la soudure frontale des T pourra être renforcée comme il est indiqué au croquis n° 1 du tableau.

On peut adopter encore bien d'autres solutions: celles-ci ne sont indiquées que comme exemple.

Il sera donc toujours possible, par des moyens fort simples de donner très exactement à nos assemblages, quels qu'ils soient, une résistance que nous serons fixés à l'avance.

Si on examine les dimensions des cordons de soudure portés à nos tableaux et si on se rappelle que leur résistance représente environ 85% de celle qui correspond à des sections pleines de profilés on ne pourra manquer d'être frappé par leur petitesse.

Les assemblages égaux en résistance aux profilés eux-mêmes seront à peine plus gros: la soudure conduit à des nœuds de charpente remarquablement réduits et compacts, si on les compare aux nœuds rivés. La tendance actuelle, en charpente soudée est d'ailleurs de supprimer radicalement les goussets et toutes les pièces d'assemblages intermédiaires.

Nous avons maintenant en mains tous les éléments nécessaires pour dessiner et calculer les nœuds de charpentes soudées, soumises à des charges statiques.

Il reste à voir comment ces assemblages vont se comporter vis-à-vis des *charges dynamiques* et des *sollicitations répétées* et quelles retouches il y aura lieu, éventuellement, de leur faire subir.

Enfin, nous aurons à examiner comment se présentent les nœuds soudés au point de vue de *l'encastrement plus ou moins complet des barres comprimées* et des *tensions secondaires*.

Ces 4 points ont déjà été l'objet de pas mal de déclarations aventurées; il se professe couramment à leur sujet quelques jugements « a priori » dictés par le sentiment bien plus que par le raisonnement. Il est nécessaire de les envisager à la lumière d'expériences et de constatations positives.

Résistance aux sollicitations dynamiques

Il a été dit à plusieurs reprises que, puisque, le métal de soudure se comporte médiocrement à l'essai de Charpy, il est dangereux d'introduire la soudure dans des constructions exposées à des chocs. Un tel raisonnement suppose que l'on puisse établir une certaine relation — qui n'a d'ailleurs jamais été définie — entre l'essai si spécial de Charpy et les densions dynamiques pouvant naître dans un nœud de charpente.⁽¹⁾

Déjà en 1926 (voir R. U. M. de déc. 1926) nos longs essais sur le métal d'apport considéré en lui-même, nous avaient amenés à conclure formellement: « l'essai de Charpy est absolument insuffisant pour décider de la fragilité ou de la non-fragilité des soudures. Il est indispensable de procéder à des essais, se rapprochant autant que possible, des conditions de sollicitation en service. »

En conséquence, nous avons essayées dans un appareil de choc, des éprouvettes toutes semblables à celles employées dans nos essais statiques. (Fig. 6.)

Il nous est apparu tout de suite qu'avec la puissance que nous pourrions correctement développer et mesurer avec les machines de notre laboratoire (Mouton universel Amsler de 200 Kgms), nous ne pouvions rompre que des soudures fort modestes.

Si nous considérons la plus petite éprouvette utilisée dans nos essais statiques, nous voyons qu'elle est formée de deux plats de 50 sur 5 mm. en acier doux réunis aux pièces d'attache par 4 petits cordons latéraux de 5 × 20 mm.

(1) Nous devons constater que depuis nos premiers essais de Charpy sur soudures (1925) de grands progrès ont été réalisés.

La rupture par choc d'une telle éprouvette a donné comme travail absorbé dans une série de trois essais:

54,3 — 45 — 49,5 Kgms (moyenne 50).

En faisant varier les longueurs des cordons, nous avons constaté que la puissance nécessaire à la rupture augmentait beaucoup plus vite que cette longueur: c'est ainsi que pour une longueur de 35 mm. seulement, il faut déjà plus de 150 Kgms.

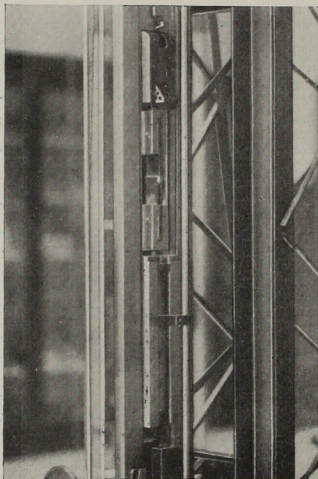


Fig. 6

La résistance vive des cordons latéraux paraît donc augmenter comme le carré de leur longueur.⁽¹⁾

Pour se représenter exactement la valeur de ces chiffres, il faut les comparer à ce que donnent les rivets.

Si nous réunissons nos plats de 50 × 5 mm. par un bon rivet de 12 mm., nous constatons que celui-ci cède régulièrement sous 50 Kgms comme nos petits cordons de 5 × 20 mm. (6 essais).⁽²⁾

Au point de vue statique, les deux modes d'assemblage étaient aussi à peu près équivalents, ayant donné comme charge de rupture 7,75 t (3 essais) pour la soudure et 8,15 (3 essais) pour le rivet.

On voit combien sont minuscules les soudures latérales pouvant remplacer statiquement et dynamiquement un bon rivet.

Au point de vue spécial des charpentes, l'enseignement à tirer de ces essais est le suivant: les soudures latérales, dynamiquement équivalentes à un plat en acier doux sont très courtes, beaucoup trop courtes pour avoir la même résistance statique que ce plat.⁽³⁾ Inversement, quand un plat est fixé par une soudure ayant même résistance statique que lui (ce que nous nous sommes fixés comme règle dans nos assemblages), la résistance dynamique de l'assemblage est beaucoup plus grande que celle de la pièce assemblée.⁽⁴⁾

Passons aux profilés. Il faudrait examiner comme ci-dessus, chaque profil et chaque mode d'assemblage, comme nous avons fait pour le plat; nous ne referons pas ici cet examen.

Nous dirons seulement: comparons les chiffres ci-dessus à ceux du tableau B de tantôt, donnant les dimensions de cordons latéraux ayant seulement 85% de la résistance statique des profilés normaux qu'ils assemblent. — Nous voyons immédiatement que de tels cordons doivent avoir une résistance dynamique énorme.

En un mot, d'une manière très générale, pour les soudures de profilés par cordons latéraux, la question de la résistance dynamique ne se pose pas.

Et pour les soudures frontales? Comme elles ne se déforment pas sensiblement

(1) Les plats en acier doux s'étant rompus sous 100 Kgs environ, ces dernières éprouvettes ont été faites en acier demi dur — bien entendu avec la même soudure que les précédentes.

(2) Ici aussi, il a fallu prendre des plats en acier demi dur, car avec l'acier doux les résultats sont faussés par la déchirure partielle des plats.

(3) Les plats utilisés dans ces éprouvettes, ont une charge de rupture d'environ 20 tonnes; les cordons ayant même résistance dynamique (100 Kgms) ont environ 30 mm. de long et une charge de rupture statique de 12 tonnes seulement.

(4) Nous ne tenons pas compte ici du fait que nous avons opéré avec des pièces très courtes: le travail de déformation d'une pièce longue, avant rupture réduira considérablement la fatigue du joint.

avant rupture, leur résistance vive est faible-elles ne pourront donc être employées dans les constructions soumises à des chocs que si on peut les dimensionner assez largement pour que les tensions qui s'y développent soient suffisamment réduites — dans la position de la fig. 2 il sera généralement impossible de donner aux cordons frontaux un développement suffisant = mais dans ce cas on est bien placé pour faire des soudures latérales; dans la position de la fig. 1 au contraire, cela fort aisé.⁽¹⁾

Conclusion: Il n'y a aucune difficulté à donner à un nœud soudé une résistance dynamique égale ou supérieure à celle des profilés qui s'y rencontrent. — Dans la plupart des cas, les soudures statiquement suffisantes seront dynamiquement excessives.

Résistance aux sollicitations répétées

Nos essais de 1926 sur le métal d'apport, jugés par nous insuffisants, avaient toutefois donné des renseignements précieux, ils ont été repris en 1927⁽²⁾ Ils l'ont été avec une technique améliorée et en utilisant des éprouvettes analogues à celles recommandées par le Lloyd. Ils se sont déroulés cette fois avec grande régularité et nous ont permis de conclure:

Tableau D — Essais de fatigue. — 1927

Electrode T employée dans nos essais systématiques

Effort à la fibre extérieure Kg/mm ²	Nombre de tours avant la rupture	Observation
20	360.000	
Id.	160.800	
Id.	422.000	
18	668.000	
Id.	1,120.000	
Id.	715.000	
16	2,344.600	
16	2,344.600	
Id.	2,312.500	
Id.	8,243.000	
15	∞	6 éprouvettes non cassées après 10,000.000 à 15,000.000 tours

Les soudures, faites au moyen de bonnes électrodes enrobées, ont une limite d'endurance qui n'est pas très élevée mais qui est bien nette.

« Pas très élevée » signifie que les valeurs trouvées sont inférieures de quelque 10% à celles données par les essais américains pour les bons aciers coulés. Voir Bulletin de l'Université d'Illinois.⁽³⁾

⁽¹⁾ La position 1 devient de plus en plus fréquente à mesure que se développent les assemblages sans pièces intermédiaires, qui sont ceux de l'avenir.

⁽²⁾ Nous avons opéré par flexion rotative et tracé par points la courbe de Wöhler, méthode longue et demandant beaucoup de soins, mais qui a l'avantage de mettre en jeu des efforts exactement connus et mesurables; ce qui n'est pas le cas pour des méthodes plus expéditives.

⁽³⁾ On sait que depuis 1921, aux E. U. se poursuivent sous la Direction techn. de l'Université d'Illinois, des essais d'endurance systématiques, entrepris avec des grands moyens. — Les résultats, très importants de ces essais, ont été publiés dans une série de bulletins qui s'échelonnent depuis 1922.

« Bien nette » signifie qu'il existe une tension alternative qu'il suffit de réduire un peu — disons de 1 Kg. par mm^2 — pour que les éprouvettes qui rompaient régulièrement atteignent une résistance pratiquement indéfinie.

Donnons à titre d'exemple, le tableau des essais de fatigue auxquels nous avons soumis l'électrode qui nous a servi en 1927 pour nos recherches sur les assemblages (tableau D).

Pour ces soudures qui représentent un type très recommandable pour les travaux de charpente, la limite d'endurance aux efforts alternatifs traction-compression est de 15 Kgs par mm^2 .

Nous avons par les lois le Wöhler, très exactement confirmées par les essais d'Illinois, que pour des efforts variant de 0 à un maximum cette limite peut être prise de $15 \text{ Kgs} \times 150\% = 22\frac{1}{2} \text{ Kgs}$ par mm^2 .

Nous n'avons pas fait d'essais d'endurance au glissement, mais nous savons de façon précise, aussi par les récents essais américains que les limites d'endurance au glissement sont, pour les aciers analogues à nos soudures, égales à la moitié des limites précédentes.

Soit $7\frac{1}{2} \text{ Kgs}$ par mm^2 pour des efforts alternés et $11\frac{1}{4} \text{ Kgs}$ pour des efforts variant entre 0 et un maximum.

Appliquons ces chiffres à l'assemblage des profilés et considérons successivement une soudure frontale et latérale ayant même résistance statique que les pièces soudées, ce qui est la règle d'assemblage que nous nous sommes imposée.

Lorsque la section dangereuse de la soudure frontale sera soumise à des tensions normales de 15 à 22,5 kgs par mm^2 , nous savons par nos essais sur assemblages élémentaires (I) que le métal voisin du profilé sera soumis à des tensions normales qui seront sensiblement $\frac{\sqrt{2}}{2}$ fois moins fortes, soit 10,6 ou 15,9 kgs par mm^2 .

Ce sont là des formes de travail qu'on n'admet pas en général, pour des pièces de charpentes soumises à des efforts fréquemment répétés, du moins avec les aciers courants du commerce.

En ce qui concerne les soudures latérales on verrait par le même raisonnement que leur section dangereuse, sollicitée au glissement vaut suivant leur grosseur — de $\sqrt{2}$ fois à $1,25 \sqrt{2}$ fois la section normale du profilé assemblé. Comme les limites d'endurance au glissement sont faibles (moitié des précédents), elles vont cette fois être atteintes pour des taux de travail du profilé toujours inférieurs à 8 kgs par mm^2 , c'est-à-dire pour des taux qui se rencontreront normalement en pratique.

Les joints latéraux qui résistaient si remarquablement aux charges dynamiques, sont relativement faibles vis-à-vis des charges répétées et bien moins intéressants que les joints frontaux.

Pour assembler des pièces soumises à des efforts répétés, nous devons donc donner la préférence aux soudures frontales.

Sera-t-il toujours possible de leur faire la part assez large pour que l'assemblage, pris dans son ensemble, et calculé statiquement comme plus haut résiste à la fatigue aussi bien que les profilés eux-mêmes? Une réponse de principe est impossible, mais si on compare les charges et dimensions portées aux tableaux B et C contrairement à nos éprouvettes et si on tient compte que les charpentes réelles offrent de bonnes opportunités pour développer des cordons frontaux suivant le type de la figure 2, on doit en arriver à cette conclusion qu'un dessinateur adroit sera rarement embarrassé.

Conclusion: Il sera généralement possible de dessiner les assemblages d'une charpente soudée de façon que leur résistance aux efforts répétés soit égale ou supérieure à celle des profilés, sans qu'il soit nécessaire pour cela d'exagérer leur résistance statique.

Encastrement des barres comprimées

Pour les charpentes rivées, les travaux les plus récents ont montré que⁽²⁾:

Les barres comprimées, d'élançement normal, doivent être calculées comme si elles avaient leurs extrémités pivotées; le calcul doit se faire en prenant leur longueur réelle et non pas 80% de celle-ci comme il est autorisé par certains règlements.

Ces conclusions doivent-elles être appliquées aux charpentes soudées? D'une part il y a augmentation de la rigidité des nœuds par suppression du jeu aux rivets, d'autre part comme les dits nœuds seront notablement plus petits et plus légers il y aura augmentation des flexions élastiques.

Pour éclaircir la question, nous nous sommes proposés de rechercher *expérimentalement* et en procédant de proche en proche, comment il fallait fixer par soudure l'extrémité d'un profilé pour obtenir avec quelque certitude un degré d'encastrement plus ou moins important.

Nous avons commencé nos essais avec des éprouvettes comme celles de la fig. 7. Les tronçons de profilés de 1 m. étaient pris dans les barres ayant servi à nos essais précédents, de façon à opérer sur des matériaux bien connus; ils étaient fixés aux blocs d'appui par un fort cordon de soudure entourant tout le profilé et ayant un moment d'inertie bien plus grand que celui du profilé; toutes précautions utiles ont été prises pour l'équerrage des abouts, le dressage des plaques d'appui, le bon centrage et un guidage rigide: en bonne logique nous devions avoir réalisé les conditions d'un encastrement parfait. Or, sur une première série de 8 pièces ainsi traitées, 4 ont flambé en S comme des pièces bien encastrees, les 4 autres flambant en C, comme des pièces mal encastrees.

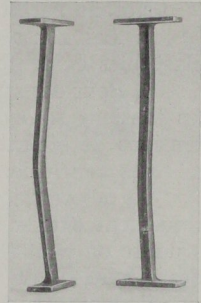


Fig. 7

Pour ces huit pièces, nous avons calculé, par la formule de Tetmayer⁽³⁾, la « longueur de flambage » c'est-à-dire la longueur que devrait avoir une pièce de même profil mais à extrémités pivotées pour flamber sous la charge observée. Pour les 4 premières nous avons trouvé $0,25 + 0,01$, ce qui indique un encastrement parfait et pour les 4 autres des valeurs allant de 0,357 m. à 0,650 m., ce qui est le signe d'un très mauvais encastrement.

Les essais et vérifications que nous avons faits à la suite de cette constatation, en vue de déterminer l'origine du flambage prématuré, nous ont amenés à la conviction que cette origine devait être recherchée *dans le profilé lui-même*.

L'amorce de flambage peut être constituée, soit par une zone faible, soit par une zone surtendue.

Une zone faible, dans profilés du commerce est un défaut, qui d'après notre propre expérience est assez fréquent; une zone de surtension provenant soit du laminage, soit du refroidissement inégal après laminage est aussi un défaut fréquent;

(1) La soudure a alors la même charge de rupture statique que le profilé auquel nous supposons une résistance de 40 Kgs mm².

(2) Nous visons en ordre principal les recherches expérimentales de la « Technische Kommission des Verbandes Schweizer Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken » (1922) et les travaux analytiques du Prof. Ros de Zurich (1926).

(3) Elles sont trop courtes pour être traitées par la formule d'Euler.

enfin, on ne peut écarter a priori la possibilité de surtensions créée par la soudure elle-même et localisée dans son voisinage immédiat.

Les petits profilés, qui sont les plus employés en charpentes soudées, sont nécessairement plus sensibles à ces causes de faiblesse que les gros.

Dans ces conditions, il nous paraîtrait fort imprudent d'appliquer au calcul des charpentes soudées des prescriptions moins rigides que celles recommandées par la Commission suisse de 1922, et nous dirons donc :

Conclusion = dans les charpentes soudées, le calcul des pièces comprimées se fera comme il est prescrit pour les charpentes rivées.

Tensions secondaires au voisinage des nœuds

Cette question est étroitement liée à la précédente; la commission suisse déjà citée étudiant des charpentes rivées, est arrivée à des conclusions précises sur ce point.

Notons parmi ces conclusions :

a) Les goussets et autres pièces d'assemblage sont le siège de déformations élastiques évidentes.

b) Pour des structures correctement dessinées et des barres d'élanement moyen, les tensions secondaires au voisinage des nœuds ne dépassent pas 15 à 20% des tensions de sécurité admissibles.⁽¹⁾

Ces conclusions sont directement applicables aux charpentes soudées.

La déformation élastique du a) remplace l'articulation réelle qui devrait théoriquement exister au nœud; plus les goussets seront petits et légers — et avec la soudure on peut fréquemment les supprimer tout à fait — plus on se rapprochera des conditions du nœud théorique exempt de tensions secondaires. A ce point de vue l'avantage du nœud soudé est évident.

En ce qui concerne le b) nous savons que les tensions secondaires dans les barres sont d'autant moindres que leur élanement relatif est plus grand; à ce point de vue, la soudure procure aussi un léger avantage: les barres tendues, non déformées par les trous de rivet, auront à résistance égale une moindre section et un plus grand élanement; les barres comprimées, dimensionnées en vue du flambage devront conserver le même profil.

Dans une charpente soudée il paraît donc logique d'admettre que les tensions secondaires aux nœuds auront donc des valeurs moindres que dans la charpente rivée de même forme et dimensions; comme déjà, dans les charpentes rivées correctement dessinées, ces tensions n'atteignent que des valeurs faibles, nous pouvons dire :

Conclusion: Dans les charpentes soudées, correctement dessinées on pourra, d'une manière générale, négliger les tensions secondaires au voisinage des nœuds.

Une telle conclusion n'a encore qu'une valeur théorique; mais actuellement plusieurs laboratoires ont entrepris l'étude élastique de poutres en treillis soudés de type courant; nous-mêmes avons entrepris celle d'une poutre de type spécial. Dans peu de mois donc nous posséderons sur ce point spécial la documentation expérimentale qui nous manque encore.

Conclusions générales

De ce que nous venons de dire, il résulte que, par l'emploi de la soudure électrique :

1^o Il est aisé d'assembler les profilés du commerce entre eux ou sur gousset de façon à utiliser sans déchet la pleine résistance du métal.

2^o Il est aisé de réaliser des assemblages dont la résistance aux charges statiques est égale à celle des profilés eux-mêmes.

(1) Ceci confirme le faible degré d'encastrement des barres au nœuds.

3^o De tels assemblages auront vis-à-vis des charges dynamiques une résistance considérable⁽¹⁾; vis-à-vis des efforts répétés il sera en général facile résistance égale à celle des profilés eux-mêmes.

4^o Parmi toutes les charpentes ayant même forme et dimensions et calculées avec un même facteur de sécurité, la charpente soudée établie suivant les recommandations qui précèdent, sera celle où la résistance du métal sera utilisée le plus complètement possible — ce sera donc la plus économique possible.

Pour finir, montrons quelques exemples tout récents de constructions exécutées conformément aux principes exposés.

1^o — Charpentes légères

a) Nouveaux halls de la Centrale Electricque de Langerbrugge (Belgique). Cette centrale ultra-moderne a été décrite dans la plupart des revues techniques. C'est une des toutes premières où on ait appliqué avec succès les très hautes pressions (45 atmosphères) et les très hautes surchauffes.

b) Construction de fermes par soudure à l'arc à proximité du chantier. Les fers, coupés à dimension viennent directement de l'Usine; au lieu du montage ils sont couchés sur un gabarit et soudés.

c) Un des deux grands pylônes (hauteur 80 m.) de la station d'émission de la Société belge Radioélectrique. — La base.

d) Le même — vue de bas en haut.

2^o — Charpentes moyennes

Détails d'un pont-route de 27 m. de portée — largeur: 10 m. 320.

L'ouvrage a été commandé par le Ministère des Travaux publics polonais pour Lowitz à 50 Kms de Varsovie. Il a été établi en collaboration par le prof. BYRLA — ingénieur — professeur à l'École Polytechnique de Lodz et la Sté. Ame. S. E. A. de Bruxelles. Il ne contient pas un seul rivet. Le montage sur place lui-même se fait par soudure. Il a été expédié sous forme de profilés et de tôles séparées, simplement découpés à dimensions. En ce moment une équipe de soudeurs belges travaille à les assembler. Le poids de cet ouvrage ne sera que de 55 tonnes au lieu de 70 tonnes pour le projet primitif étudié suivant les règles ordinaires du rivetage. Le travail sera entièrement terminé dans 3 mois, sauf imprévu.

3^o — Charpentes extra-lourdes

a) Renforcement des semelles de poutrelles profil Differdange n^o 90 et 70 (900 et 700 mm. de hauteur).

Ces poutrelles constituent les 5 travées d'un ouvrage de plus de 100 m. de portée totale formant passage supérieur au dessus des voies de la gare de Neuchâtel. Le travail est exécuté par les Chemins de fer fédéraux Suisses. Les poutrelles ont dû être renforcées par des semelles de 15 mm. d'épaisseur qu'il était pratiquement impossible de fixer par rivetage à cause du trop grand déformement des ailes des poutrelles par les trous de rivets.

Des essais préalables avaient montré la parfaite tenue de la liaison obtenue par soudure entre le profilé et les semelles.

b) Colonne portant 120 tonnes.

Elle fait partie d'un bâtiment actuellement en construction au Vieux-Marché aux Grains à Bruxelles.

(1) Ici, une comparaison directe avec la résistance des pièces assemblées est difficile = les tensions que fait naître dans un assemblage donné un effort dynamique donné varient avec la longueur des pièces assemblées. Le plus souvent les profilés seront rompus avant que l'assemblage ne soit menacé.

Il a été construit 2 colonnes de ce type, devant supporter chacune 120 tonnes. Pour des raisons d'encombrement, la base n'était que difficilement réalisable par rivure et la tête ne l'était pas du tout. Les colonnes ont été calculées par Monsieur L. VANDERPERRE assistant à l'U. L. B. L'architecte est E. DHUICQUE, chargé du cours d'Architecture L. B.

Ing. LEOŠ KOPEČEK, Pilsen:

Wettbewerb um den Entwurf der Nusler Tal-Brücke in Prag.

Unter den bautechnischen Aufgaben, die Prag als Hauptstadt des tschechoslovakischen Staates zu lösen hat, sind das *Verkehrsproblem* und der *Ausbau* der rasch aufblühenden Stadt die wichtigsten und dringendsten. In diesen Rahmen gehört auch die Überbrückung des Nusler Tales, welches das Zentrum der Stadt — die City — von dem Hochplateau des südlich gelegenen Pankrác-Viertels trennt und ein schweres Hindernis der Stadterweiterung in dieser Richtung bildet. Die zirka 300 m breite Talsohle ist größtenteils verbaut und die ostwestlichen Verkehrsadern der Talstadt führen westlich an die innere Hauptstraße, entlang der Vltava und östlich gegen Vinohrady und auf Umwegen gegen Pankrác. Die beiden Tal-

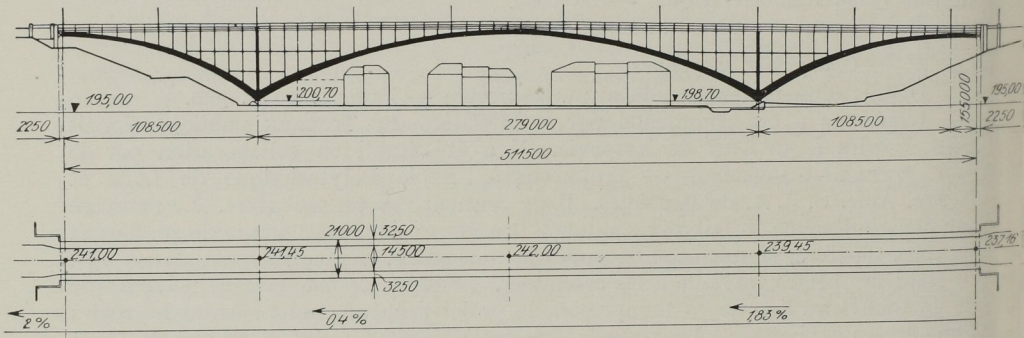


Abb. 1

abhänge sollen künftig als Parkanlagen hergerichtet werden. Der Zweck der projektierten Brücke ist in erster Reihe ein weites bebauungsfähiges und günstig gelegenes Gelände zu erschließen und zweitens eine erstklassige Ausfallstraße gegen den Süden zu bilden. Bezüglich des notwendigen — nicht unerheblichen — Baukapitales denkt man an die Ausnutzung der Aufwertung der ansehnlichen Grundstücke, ferner an die Anteilnahme des Landes und des Staates.

Um die endgültige Lösung vorzubereiten, hat die Stadt anfangs September 1926 einen Ideenwettbewerb ausgeschrieben. Die Bedingungen ließen dem Projektanten recht weit freie Hand. Mit Rücksicht auf den Gesamtplan der Stadt und die verkehrstechnischen Forderungen war bloß die Achse der Brücke in der Verlängerung der Sokolstraße festgelegt, ferner die Breite der Brücke $3,25 + 14,5 + 3,25 = 21,00$ m und das freie Profil der erweiterten Eisenbahn Prag—Pilsen vorgeschrieben. Die Nivelette der Brücke schließt beiderseits verhältnismäßig einfach an das bestehende und künftige Terrain und liegt etwa 45 m über der Talsohle.

Der Wettbewerb war den Bedingungen gemäß am 15. April 1927 geschlossen; es liefen insgesamt 29 Entwürfe ein, wovon 13 Eisen- und 16 Eisenbetonbrücken betrafen. Die große Anzahl hat allgemein überrascht; desgleichen auch die reiche Fülle von Gedanken und Anregungen.