

REVUE UNIVERSELLE DES MINES

Organe de l'Association des Ingénieurs sortis de l'École de Liège A.I.Lg.

76^e Année. N^o du 1^{er} Avril 1933

8^e Série — Tome IX — N^o 7

LA CHARPENTE MÉTALLIQUE RIVÉE ET ENROBÉE DE L'INSTITUT DE CHIMIE ET DE MÉTALLURGIE DE L'UNIVERSITÉ DE LIÈGE (AU VAL-BENOÎT)

(SUITE ET FIN)

par FERNAND CAMPUS, Ingénieur A. I. Lg., A. I. Br., A. I. M.,
Professeur à l'Université de Liège.

II. — Essai de la charpente après enrobage

Nous avons procédé les 25, 26, 30 et 31 mars 1932 à des essais de mise en charge de la charpente après enrobage et bétonnage des planchers. Ces essais ont porté sur les fermes A 16 et F déjà soumises aux expériences avant enrobage. Pour des raisons spéciales, on a ajouté des essais de flexion de la ferme A 13.

Les charges étaient constituées par des blocs de cendrée, destinés à la confection de cloisons. D'une moyenne de plusieurs pesées qui ont été faites, nous avons obtenu une charge de 185 kg/m² et par couche de blocs. On a superposé jusqu'à 7 couches de blocs, représentant jusqu'à 1300 kg/m², alors que les planchers ne sont calculés que pour des surcharges de 750 kg/m² et les fermes pour 500 kg/m². D'une manière générale, on constate que la manutention des matériaux pendant la construction soumet les bâtiments, tels que ceux du Val Benoît, à des surcharges très supérieures à celles prévues dans le calcul. En l'occurrence, les résultats des essais montrent que cela peut se faire impunément, seulement, il se conçoit que la plupart des accidents graves aux bâtiments se produisent en cours de construction.

Nous rendrons compte systématiquement de ces essais comme des précédents et chercherons à en tirer des conclusions aussi précises que possible. Mais il nous semble indispensable de faire auparavant des observations générales définissant le caractère et la portée de ces nouveaux essais. En peu de mots : le caractère de ces essais est beaucoup plus difficile et plus ingrat que celui des précédents ; leur portée est beaucoup moins précise et plus générale. Cela tient aux raisons suivantes.

Telles que nous avons voulu faire ces expériences, aussi détaillées que celles faites sur la charpente nue, en vue de pouvoir comparer directement les résultats, elles ont exigé que les dispositions d'essai soient arrêtées dès avant l'enrobage. Elles ont même été conditionnées par les dispositions prises pour les

essais de juin 1931, en vue d'assurer la comparabilité. Or, à cette époque, on ne pouvait avoir une parfaite prévision des conditions d'ambiance (humidité, aération, variations thermiques, etc.) qui résulteraient de l'enrobage, du bétonnage des planchers et de l'élévation des cloisons. On ne se rendait pas davantage compte de l'énorme surcroît de rigidité qu'apporterait le bétonnage et qu'ainsi des charges d'épreuve, même voisines de 80 tonnes, ne produiraient plus que des tensions parfois à ce point insignifiantes, que les effets des conditions d'ambiance précitées pourraient les masquer complètement.

Il fallait en outre préparer d'avance les logements pour les appareils de mesure à placer sur l'acier et les ménager dans l'enrobage par des coffrages appropriés. Par un souci de précision expérimentale, en vue de diminuer les perturbations pouvant résulter des solutions de continuité d'enrobage, ces logements ont été faits aux dimensions strictement nécessaires, d'où résultait une certaine difficulté de placement exact des appareils. Certains de ces logements étaient même recouverts de cloisons, dans lesquels il a fallu créer une brèche.

Les charges transportées au moyen de brouettes donnaient lieu à des chocs et à des vibrations, qui ont certes influencé les appareils d'une manière assez grave, vu l'insignifiance des tensions à mesurer.

Ces mesures n'étaient donc pas seulement imprécises par leur ordre de grandeur trop faible, mais en outre influencées par les causes d'erreur précédentes, qu'il était impossible de corriger et qui, dans la plupart des cas, rendaient les lectures impropres à toute interprétation.

D'autre part, des circonstances fortuites ont pu influencer les résultats. Par exemple, la poutre de la ferme A 16 qui a été chargée supportait une cloison sur toute sa longueur, correspondant à une charge d'environ 1000 kg par mètre courant. Sous l'effet des surcharges, la poutre a légèrement fléchi. Il est probable que la cloison de 4,20 m de hauteur, par suite de sa rigidité propre, n'aura pas suivi la flexion

tout d'abord et que la mise en charge réalisée aura été partiellement compensée par une décharge provenant de la cloison, du moins au début de l'expérience. Aucun décollement n'a été effectivement constaté, mais cela n'infirmait pas la supposition précédente.

Si l'on ajoute que le placement des appareils est devenu beaucoup plus difficile, que l'accessibilité des pièces et appareils est aggravée, que les circonstances d'essai sont devenues beaucoup moins favorables sur un chantier en pleine activité, employant beaucoup plus d'hommes, occupés à tous les étages à transporter des matériaux, maçonner des cloisons, etc., on aura une idée des circonstances généralement peu favorables. Des circonstances spéciales s'y ajoutaient. Les appareils de la ferme A 16 se trouvaient dans une cave humide et presque sans jour, totalement sombre. Les appareils pour mesurer la flexion de la ferme A 13 se trouvaient dans un couloir peu large et fréquenté par les ouvriers. Au voisinage de la ferme F se trouvait un monte-charges très actif, en service pendant toute la durée des expériences.

Toutes ces circonstances imprévisibles en juin 1931, lorsqu'on a dû arrêter toutes les dispositions expérimentales, ont considérablement influencé les résultats particuliers des essais. Grâce au fait cependant que le programme était assez complet, nos peines n'ont pas été perdues entièrement et nos conclusions, pour être moins spécialement précises que nous l'espérons, ont par contre au point de vue général donné des résultats dont l'ordre de grandeur est aussi suggestif qu'imprévu.

Ferme A 16. — Nous avons chargé la première poutre 11' de cette ferme, certains appareils étant placés exactement aux mêmes endroits que lors des essais de juin 1931 sur la charpente nue. Seulement, par suite du remplissage, le local sous cette poutre était fermé de toutes parts par des cloisons, dont une seule était, à grande distance de la poutre, percée d'une petite fenêtre (ce local est destiné à servir de cave à canalisations). Cette cave était à température peu variable et généralement assez basse (11,5° cent environ), elle était aussi très humide (certains logements ménagés dans le béton d'enrobage pour le placement des appareils contenaient de l'eau lors du placement).

Or, la face supérieure du plancher et de la poutre formait le sol d'une salle orientée à l'Est et au Sud, largement percée de baies ouvertes sur les deux faces et recevant l'action du soleil pendant toute la journée et principalement pendant les heures d'expérience. C'est ainsi que le 26 mars, à 15 h 30 la température de la face supérieure du plancher au soleil était de 18°½ cent. Cette température devait être au maximum à midi et s'abaisser fortement pendant la nuit, les baies étant ouvertes. Bref, le plancher et la poutre devaient être le siège de fortes variations thermiques entre les faces supérieures et inférieures. Il en résultait des flexions, d'ailleurs décelées aux fleximètres, qui ont révélé le phénomène, et qui devaient produire

aussi des tensions de sens divers. Notons enfin l'effet bien connu du retard du béton à prendre ses déformations. Les mises en charge se sont succédé assez

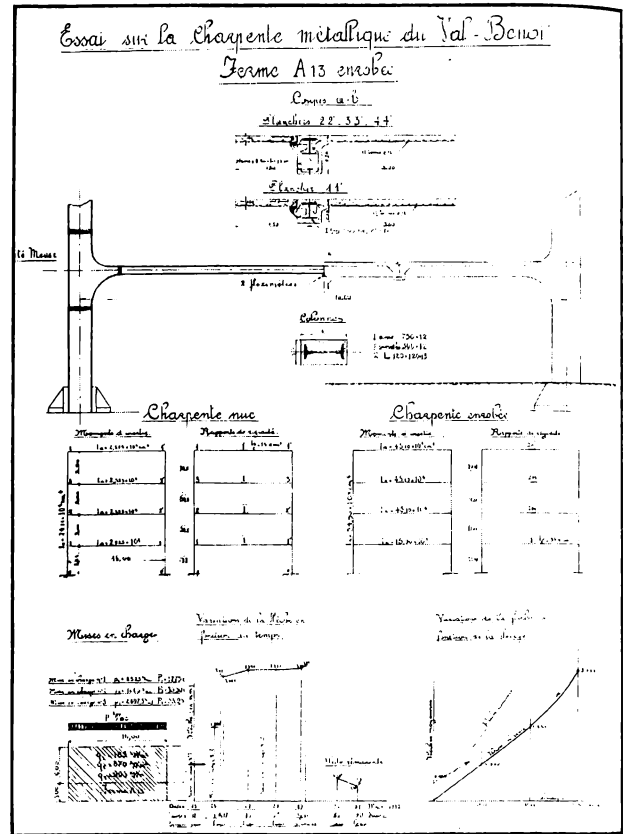


Fig. 21.

rapidement de telle sorte que le béton n'avait peut-être pas atteint son équilibre définitif lors des lectures. On mesurait aussi les tensions du métal et elles étaient toujours inférieures aux valeurs calculées. Par suite de la manipulation de charges assez lourdes et très divisées, les mises en charge n'ont pas pu être répétées, mais il y a eu cinq mises en charge successives.

La planche 20 résume les résultats des expériences ; elle indique notamment les dispositions et les valeurs des diverses charges. Elle indique aussi l'emplacement des divers appareils de mesure. Les résultats des mesures ont été comparés à ceux du calcul. En vue de permettre une pleine interprétation des résultats, on a calculé les tensions, flèches et rotations relatives à la charpente métallique non enrobée, sous l'effet des charges d'épreuve.

On a ensuite calculé les mêmes éléments pour la charpente enrobée, compte tenu de l'enrobage résistant tant à l'extension qu'à la compression.

Nous avons adopté cette dernière hypothèse de résistance parce que :

1° Il n'y a qu'un très faible volume possible de béton tendu.

2° Nous n'avons jamais, même sur 20 cm de longueur de mesure, décelé d'extensions appréciables.

3° Il y a si peu de rapports à établir entre les tensions mesurées et calculées que l'hypothèse que le béton résiste ou non à l'extension est assez indifférente.

Pour déterminer les facteurs de ce dernier calcul, on avait confectionné des prismes de béton sur le chantier lors du bétonnage des divers éléments de la ferme. Ces prismes ont été éprouvés à l'époque des expériences effectuées sur la ferme et ont donné les résultats suivants :

Béton des dalles de plancher (ciment portland artificiel à durcissement rapide) :

$$E(\sigma'_b = 20 \text{ kg/cm}^2) = 335.400 \text{ kg/cm}^2$$

$$R'_b = 332 \text{ kg/cm}^2 \text{ (à l'âge de 8 mois, sur prisme } h = 3 \times b)$$

Béton d'enrobage (ciment de laitier) :

$$E(\sigma'_b = 20 \text{ kg/cm}^2) = 194.800 \text{ kg/cm}^2$$

$$R'_b = 126 \text{ kg/cm}^2 \text{ (à l'âge de 9 mois, sur prisme } h = 3 \times b)$$

Nous avons admis $E_a = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

d'où

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 6,27 \text{ pour le béton des dalles}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 10,80 \text{ pour le béton d'enrobage.}$$

La planche comporte l'indication des sections transversales du béton d'enrobage et des parties des dalles que l'on a considérées comme résistant solidairement avec la poutre.

On a admis la moitié des portées des dalles entre fermes voisines.

La section totale de chacune des poutres de la ferme est de 267 cm², la section apparente d'enrobage est 3900 cm². Par rapport à l'enrobage, la poutrelle représente donc une armature de 6,85%. Le moment d'inertie, rapporté à l'acier, est augmenté de 97%. Par rapport à l'enrobage et la partie solidaire de dalles, le pourcentage d'armatures (poutrelle comprise) atteint 2,33% seulement. La distance de l'axe neutre à la face supérieure de la dalle est 21 cm.

Le moment d'inertie, rapporté à l'acier, est égal à 4,4 fois celui de la poutrelle seule ; la section réduite est égale à 6,92 fois la section réelle d'acier.

Les poteaux sont sensiblement moins renforcés. Pour la colonne inférieure, la section d'acier est 497 cm², celle de l'enrobage 4750 cm² ; le pourcentage d'acier est donc de 10,45%.

Le moment d'inertie, rapporté à l'acier, n'est augmenté que de 42,5%.

Les schémas de la planche indiquent à titre comparatif, les rigidités relatives et les moments d'inertie (rapportés à l'acier) des différentes barres avant et après bétonnage. On constate que les rapports de

rigidité des poutres aux colonnes sont sensiblement modifiés ; les poutres ont une rigidité relative fortement augmentée par rapport aux colonnes (environ 3 fois).

Les charges étaient reportées sur la poutre par l'intermédiaire des dalles et de leurs nervures formant longrines. Une incertitude naît de ce fait dans le calcul. On a fait l'hypothèse la plus simple, à savoir la répartition des charges entre la ferme A 16 et ses voisines suivant la loi des réactions de la poutre sur 2 appuis simples.

En vertu de la continuité transversale, la ferme A 16 devrait prendre plus, si elle constituait un appui rigide. Mais la flexion en fait un appui élastique, ce qui contrebalance l'effet de la continuité au point de vue des charges. Plus grave est la négligence de la continuité des dalles dans le sens longitudinal de la poutre, qui reporte une partie des charges sur les longrines situées aux droits des poteaux, ce qui diminue la flexion de la poutre.

Cet effet a pu avoir quelque importance pour les charges 2 et 3, couvrant toute l'étendue de la dalle ; encore affecte-t-il surtout une part restreinte des charges voisines des appuis latéraux. Pour les charges 1, 4 et 5 agissant entre les longrines médianes, cet effet a dû être insignifiant. Enfin, pour la 5^e charge, très concentrée au voisinage de la poutre, dans sa zone médiane, l'écart entre la charge calculée et la charge réelle a dû être minimum. De la sorte, on a admis les charges du tableau représenté à la planche 20.

Par la théorie ordinaire des cadres, on a calculé tous les éléments précédemment définis. Les résultats comparatifs sont reproduits ci-après, dans la mesure où ils permettent une interprétation définie.

Les tensions aux fibres inférieures et supérieures, au milieu de la poutre métallique sont reproduites dans le tableau suivant.

Mise en charge	Fibre supérieure comprimée			Fibre inférieure étendue		
	Tensions calculées		Tensions mesurées	Tensions calculées		Tensions mesurées
	sans béton	avec béton		sans béton	avec béton	
N° 1.....	1,97	0,1425	0,150	-1,86	-0,772	-0,476
N° 2.....	2,99	0,223	0,451	-2,75	-1,185	-0,506
N° 3.....	4,12	0,306	0,540	-3,78	-1,63	-0,772
N° 4.....	3,95	0,285	0,565	-3,73	-1,54	-0,565
N° 5.....	5,80	0,417	0,240	-5,48	-2,27	-1,93

Les tensions mesurées ont toutes un signe correct ; elles sont généralement inférieures aux tensions calculées compte tenu du béton. Les meilleurs résultats sont ceux des essais 1 et 5, parce que la répartition des charges est plus sûre et que les lectures correspondaient à des heures matinales et à un meilleur équilibre de température entre la face supé-

ricure et la face inférieure de la dalle. Pour la mise en charge N^o 5, on a même opéré les lectures au moment où les fleximètres indiquaient que la poutre était revenue à sa position initiale après décharge. Les essais 2, 3 et 4, sont certainement influencés par la température plus élevée de la dalle supérieure, qui, par l'empêchement de dilatation et l'inégale dilatation, doit à la fois augmenter la compression à la partie supérieure et diminuer l'extension à la partie inférieure.

Ces tensions sont d'ailleurs tellement modérées que le degré d'erreur de leur mesure peut être élevé. Le résultat peut dès lors être considéré comme bon du moment qu'il y a concordance de signe et d'ordre de grandeur, que les variations sont régulières et que les écarts numériques sont en outre interprétables.

Quant aux tensions du béton, il n'était pas possible de les mesurer à la face supérieure de la dalle, à cause de la cloison et des charges.

On a placé un appareil Huggenberger, mesurant sur 10 centimètres, sous la poutre. Malgré tous les efforts et tentatives, on n'a pu obtenir aucune lecture qui ne soit pas absurde. Pour l'essai N^o 5, on a obtenu une extension de 3,51 kg/cm², alors que le calcul, compte tenu du béton, donnait 25,2 kg/cm². L'appareil avait été placé avec des soins tout à fait exceptionnels. Auparavant, pour les mises en charge 1, 2, 3 et 4, il indiquait de la compression. Ces phénomènes pourraient provenir de flexions secondaires dans le béton fissuré de couverture, qui a 10 centimètres d'épaisseur.

En ce qui concerne les tensions aux fibres supérieure et inférieure de la poutre métallique près du joint, on a le tableau comparatif ci-après :

Mise en charge	Fibre supérieure			Fibre inférieure		
	Tensions calculées		Tensions mesurées	Tensions calculées		Tensions mesurées
	sans béton	avec béton		sans béton	avec béton	
N ^o 1 ...	-0,778	-0,0445	0,122	0,887	0,288	0,00
N ^o 2 ...	-0,747	-0,0315	0,183	0,991	0,258	-0,120
N ^o 3 ...	-1,03	-0,0435	0,244	1,367	0,355	-0,150
N ^o 4 ...	-1,265	-0,0695	0,672	1,475	0,462	0,00
N ^o 5 ...	-1,87	-0,103	0,243	2,18	0,682	0 400

Encore cette fois, la mise en charge N^o 5 donne la meilleure concordance entre le calcul et les mesures ; elle est même très bonne, vu les très faibles valeurs.

On voit par ce tableau que le bétonnage de la charpente a pour effet de rapprocher les points d'inflexion des poteaux des joints des poutres. D'après les résultats des mesures, ce déplacement est bien confirmé et semble même encore plus accusé qu'il ne résulte du calcul. Il est la conséquence de l'augmentation de rigidité relative des poutres par rapport aux colonnes.

On a mesuré également les tensions du béton à la face inférieure de la poutre, par 2 appareils Huggenberger travaillant sur 10 et 20 cm de longueur de mesure. On a obtenu les résultats suivants.

Mise en charge	Tension kg/cm ²	
	Calculée	mesurée
1	3,17	2,22
2	2,83	2,30
3	3,90	2,23
4	5,10	3,30
5	7,50	5,71

Les valeurs mesurées sont des moyennes. L'appareil mesurant sur 10 centimètres a toujours donné des résultats sensiblement plus voisins des valeurs calculées que l'autre, mais toujours inférieurs. L'ordre de grandeur et le signe concordent néanmoins. Mais il n'y a aucune concordance avec les tensions mesurées sur la poutre métallique, sauf pour l'essai N^o 5, à quoi correspond d'après les tensions mesurées sur le métal et pour $m = 10,80$ une tension du béton de 4,69 kg/cm².

Les tensions mesurées sur les fibres extrêmes à la base des colonnes métalliques concordent très mal en général avec les tensions calculées. Il en est de même des tensions mesurées sur le béton aux mêmes endroits.

Comme ces colonnes sont dimensionnées à la base pour supporter les poids morts et surcharges de tous les étages, on conçoit que les charges mises en œuvre sont trop faibles et ne peuvent développer dans les colonnes que des tensions insignifiantes, qui ont d'ailleurs été calculées.

Chose curieuse, les tensions mesurées ont été généralement plus fortes et même supérieures aux tensions calculées dans les colonnes métalliques sans le secours du béton. Cependant, les colonnes étaient dans les conditions d'ambiance les plus constantes et les plus soustraites aux chocs. Il en est de même en ce qui concerne les fatigues du béton. Pour une certaine mise en charge, les appareils y ont indiqué de l'extension, très légère d'ailleurs. Les résultats ne sont donc pas susceptibles d'interprétation ; les variations ou erreurs des appareils, dues à des causes diverses — les appareils restaient notamment en place pendant la nuit, sans surveillance spéciale — ont masqué les lectures. Il est possible d'ailleurs que les logements pour les appareils, ménagés dans le béton d'enrobage sur les deux faces des colonnes, aient donné lieu à des perturbations appréciables dans la répartition locale des tensions, compte tenu des fissurations possibles (quoique improbables), qui auraient pu provenir du retrait.

Les clinomètres n'ont pas non plus donné de résultats comparables aux calculs. Cependant ces appareils ne comportent aucune cause d'erreur et sont très sensibles et très précis.

Pour la rotation du nœud 1', on a trouvé les résultats suivants :

Mise en charge	Calculée sans béton	Rotation	
		avec béton	mesurée
1	-69×10^{-6}	$-44,5 \times 10^{-6}$	$+14,4 \times 10^{-6}$
2	-161×10^{-6}	-104×10^{-6}	$-5,75 \times 10^{-6}$
3	-221×10^{-6}	-141×10^{-6}	$-25,8 \times 10^{-6}$
4	-139×10^{-6}	-89×10^{-6}	$-25,8 \times 10^{-6}$
5	-204×10^{-6}	-130×10^{-6}	$-25,8 \times 10^{-6}$

On voit tout d'abord l'influence calculée du bétonnage sur les déformations angulaires des nœuds ; elle est beaucoup moins grande que sur les tensions.

Mais en fait, ces rotations calculées sont déjà extrêmement faibles. Nous avons vu que les degrés d'encastrement dans les charpentes non enrobées sont très élevés. En outre, nous avons vu que les rotations mesurées y étaient inférieures d'environ 30% aux rotations calculées. C'est à peu près le degré de réduction que le calcul assigne à l'effet de l'enrobage. Il faut donc nécessairement que les rotations mesurées sur la charpente enrobée soient encore plus petites. Elles correspondent à un très petit nombre de divisions du tambour du clinomètre. Celui-ci est très sensible et son observation incessante a montré que, en dehors de toute variation de charge, selon l'heure du jour et par conséquent sous l'effet des variations de l'ambiance (température, humidité, etc), le clinomètre subissait des variations supérieures à celles provenant des charges.

Un autre clinomètre a été placé au milieu de la poutre pour déceler ses torsions sous l'effet des surcharges asymétriques. Ce clinomètre a donné des variations régulières et conformes aux variations de mise en charge.

Mise en charge n°	1	2	3	4
Torsion.	$51,4 \times 10^{-6}$	$97,8 \times 10^{-6}$	80×10^{-6}	$125,5 \times 10^{-6}$

Ces inclinaisons de torsion restent donc très faibles. Les résultats les plus réguliers ont été obtenus par les fleximètres. Deux fleximètres Zivy mesuraient la flèche au milieu de la poutre ; un troisième mesurait la flèche au centre de la grande dalle.

Ci-après le tableau comparatif des flèches au milieu de la poutre :

Mise en charge	Flèches calculées		Flèches mesurées
	sans béton	avec béton	
1	4,42 mm	1,12 mm	0,405
2	7,76 mm	2,05 mm	0,802
3	10,45 mm	2,76 mm	1,060
4	8,88 mm	2,345 mm	1,110
5	12,85 mm	3,26 mm	1,720

On voit la diminution importante des flèches que le calcul attribue à l'enrobage, et enfin la diminution supplémentaire considérable que révèlent encore les mesures. La diminution des flèches mesurées par rapport aux flèches calculées, compte tenu du béton, est plus grande que l'écart relevé lors des essais sur la charpente non enrobée, en juin 1931.

Les écarts sont très grands et dépassent nettement l'ordre des erreurs. Ces erreurs existent d'ailleurs,

car l'observation incessante des fleximètres a montré que sans variations de charge, les flèches changeaient. Deux circonstances pouvaient intervenir. L'effet de l'ambiance a été manifestement prouvé par le soulèvement des dalles lorsque le soleil chauffait leur face supérieure. Après déchargement,

les fleximètres ont fréquemment dépassé leur zéro. L'effet du temps a pu se manifester également ; il explique vraisemblablement en partie le fait que la flèche de la charge 4 est plus que double de celle de la charge 1 et qu'enfin celle de la charge 5 est plus que triple (à noter cependant que pour 5, la position transversale des charges n'est pas la même que pour 1 et 4). Mais l'effet des déformations plastiques du béton ne pourrait pas être aussi important. D'autres essais le confirment.

Les effets thermiques ont dû prédominer. Néanmoins, on peut juger d'après les flèches, de l'accroissement énorme de rigidité dû non seulement à l'enrobage, mais surtout à la solidarité des planchers.

Au centre de la grande dalle, on a relevé les flèches totales suivantes :

Charge	1	2	3	4
flèches	0,84 mm	1,21 mm	1,350 mm	2,10 mm

Ces flèches sont très modérées, la surface de la dalle étant $8 \times 16 \text{ m}^2$, avec trois nervures contenant des longrines métalliques.

Pour être complets, signalons que deux extensomètres Maihak ont été placés sur le gousset du nœud 1' dans des logements préparés d'avance. Le placement de ces appareils a été très difficile. Ils n'ont décelé que des tensions extrêmement faibles, inférieures certes aux erreurs et non susceptibles d'interprétation.

Notons encore que si la colonne 0' 1' était effectivement libre, la colonne 01 était encastrée dans un mur de soutènement mince en béton armé, qui soutenait la dalle du plancher sur tout le bord Est, de même d'ailleurs que sur le bord Sud.

Enfin toute la partie extérieure de la ferme vers l'Est était revêtue de maçonnerie de briques en liaison avec le remplissage de la façade, qui est fortement ajouré.

En conclusion des essais sur la ferme A 16 après enrobage et bétonnage, on peut déclarer ce qui suit :

1° Le fonctionnement élastique de la ferme est, en ce qui concerne le sens et l'ordre de grandeur des flèches, des tensions et des rotations, conforme à la théorie. Certains effets principaux des charges se manifestent toujours de la manière prévue, par des variations de grandeur suffisantes pour être mesurables avec une précision encore acceptable.

2° Le calcul assigne à l'effet de l'enrobage et surtout à l'effet de la solidarité des planchers en béton armé un effet de renforcement de la charpente métallique qui est considérable et cependant inférieur à ce que montre l'expérience, dans les conditions exposées. Cela est dû pour une grande part,

comme il a été montré par les essais sur la charpente métallique, aux hypothèses de calcul et aux renforcements dont il n'est pas possible de tenir compte, notamment aux nœuds.

Nous pensons en outre que le module d'élasticité et la résistance des bétons de la construction étaient supérieurs à ceux qui ont été mesurés sur des prismes de petites dimensions. Cela est principalement vrai, pensons-nous, pour le béton d'enrobage, au ciment de laitier, dont la dessiccation rapide, inévitable pour les éprouvettes prismatiques, est très défavorable; la résistance mesurée de 126 kg/cm² est insuffisante.

3^o Si on se réfère aux plus fortes tensions d'extension relevées sur le métal, l'effet du béton triple environ la résistance de la charpente métallique.

4^o Si on se réfère aux flèches, la rigidité de la poutre est multipliée par 7,5.

5^o Par suite de l'effet des planchers solidaires de l'enrobage, l'augmentation de rigidité des poutres est notablement supérieure à celles des colonnes. Il en résulte un déplacement des points d'inflexion qui se rapprochent des nœuds, par rapport à leur position dans la charpente métallique nue. Il en résulte une légère diminution du degré d'encastrement, mais par suite de l'augmentation considérable des rigidités, les déformations linéaires et angulaires, aussi bien que les tensions sont, au total, diminuées.

6^o Malgré leur très grande rigidité, qui n'exclut pas une déformabilité élastique, simplement très réduite, les constructions enrobées solidaires avec les planchers sont très sensibles aux effets de l'ambiance, notamment des variations de température. La cause en réside vraisemblablement dans la grande surface de contact des dalles avec l'ambiance. Les variations incessantes des conditions ambiantes produisent des variations incessantes de forme externe et d'équilibre interne, qui sont supérieures à certains effets de faible grandeur des surcharges. Les appareils mesurateurs de déformations les décèlent très nettement. Ces mouvements, insignifiants en valeur absolue, n'ont d'autres inconvénients que de rendre très aléatoires certaines mesures du genre de celles que nous avons voulu pratiquer.

7^o Etant donnés ces résultats, il est recommandable de tenir compte des effets de l'enrobage et des planchers dans le calcul des bâtiments, soit directement, par emploi des formules connues de la résistance des matériaux, dont la sécurité est établie par les expériences, soit indirectement, par augmentation des taux de travail de la charpente métallique.

Cette méthode, quoique plus facile, est moins sûre, à cause des effets possibles des variations de rigidité, dus à l'enrobage, que nous avons mis en évidence et qui ne sont pas nécessairement les mêmes toujours, mais dépendent des cas d'espèce.

Ferme A 13. — La ferme A 13 a été soumise à un essai de flexion pour les raisons suivantes. Cette ferme est écartée des voisines de 6,00 et de 3,00 m. La travée de 3,00 constitue une travée de dilatation. C'est une ferme de 16,00 m de portée relativement peu chargée.

Aussi lors du calcul de la charpente, effectué, par suite de circonstances spéciales, avant l'étude de l'enrobage, avait-on adopté pour la poutre un profil D. I. L. 30, dont la hauteur est 1/54^e de la portée. Lors de l'exécution de l'enrobage on décida, pour des raisons architecturales ignorées lors de l'étude de la charpente, de donner par enrobage à la poutre la même hauteur apparente qu'à celles de 60 cm, moyennant quelques légères armatures de liaison du béton. Dans la suite, on crut déceler une flexion de ces poutres et on décida de les mettre à l'épreuve.

A cet effet, les deux dalles contiguës à la poutre furent complètement chargées d'une, puis de 2, puis de 3 couches de blocs, soit de 185, 370 et 555 kg/m², soit à peu près le poids du dallage à poser plus la surcharge prévue pour le calcul des fermes. La poutre avait été bien dégagée à la partie inférieure et sa flèche au milieu fut mesurée par deux fleximètres. Les surcharges totales s'élevaient à 26,7, 53,4 et 80 tonnes.

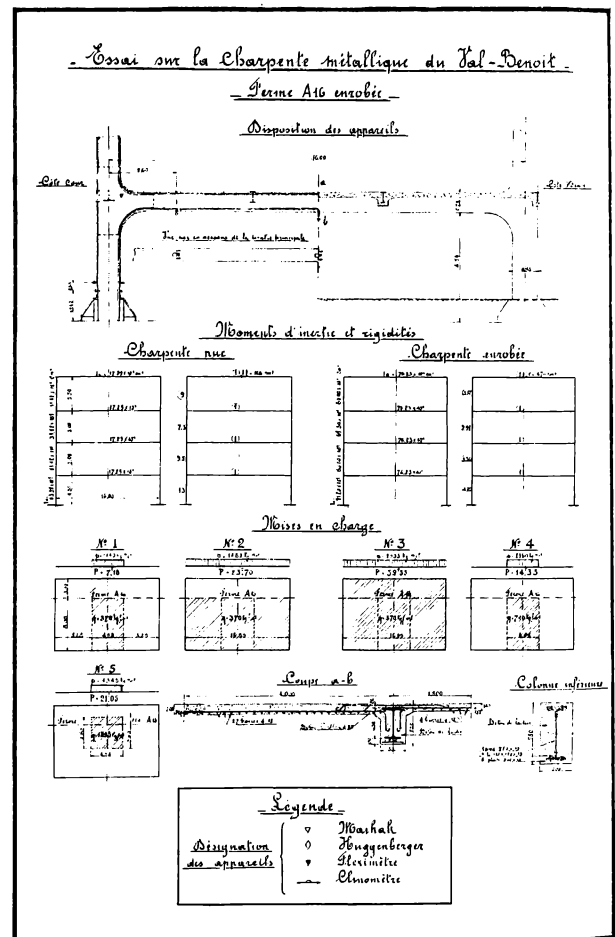


Fig. 20.

La planche 21 représente le schéma de la ferme et de ses rigidités avant et après bétonnage, les sections transversales de la poutre, avec les planchers solidaires, et des poteaux inférieurs, le diagramme des flèches mesurées et calculées et de la flèche rémanente,

le diagramme de variation de la flèche maximum et de la flèche rémanente avec le temps. On constate :

1^o Que les flèches mesurées sont sensiblement inférieures aux valeurs calculées en tenant compte du béton tendu (de 45%, 44% et 36,7% respectivement).

2^o Qu'elles ne s'écartent sensiblement de la croissance linéaire que lorsque la surcharge dépasse 370 kg/m².

3^o Que les variations de la flèche maximum avec le temps n'ont pas de discontinuités plus grandes que celles de la flèche rémanente, ce qui indique de nouveau l'influence des fluctuations de l'ambiance, caractérisées par des variations de quelques centièmes de millimètre.

La flèche maximum mesurée de 3,36 mm est égale à $\frac{1}{4760^e}$ de la portée. La flèche rémanente maximum est égale à $\frac{1}{28600^e}$ de la portée ; sa valeur finale eût vraisemblablement été plus faible.

Même en admettant que sous l'effet permanent des charges, le béton prenne des déformations plus grandes, correspondant à une diminution apparente de son module d'élasticité, il est bien certain que l'épreuve qui a duré plus de 3 jours, sous une surcharge totale égale à celle du calcul, a fourni la preuve d'une grande réserve de rigidité. L'essai de la ferme A 13, bien que sortant du cadre des essais prévus et ayant un caractère occasionnel, apporte néanmoins des constatations intéressantes. Il confirme toutes les conclusions antérieures déduites des essais de la ferme A 16. L'augmentation de raideur de la poutre métallique est supérieure à 2000%.

Il donne des indications sur la question des déformations croissantes avec le temps, dues à la plasticité du béton, et sur les déformations permanentes. Il montre qu'elles sont modérées et que, dans un essai de durée de quelques jours, elles peuvent être faussées par les variations journalières dues aux effets de l'ambiance.

En toute hypothèse, en envisageant les diminutions possible du module de raideur du béton, l'accroissement de rigidité des poutres par le béton restera toujours considérable, à cause de la collaboration des planchers. Il est superflu d'ajouter que la disposition d'enrobage des poutres de la ferme A 13 est considérée comme accidentelle, mais non exemplaire.

Ferme F. — Les essais de la ferme F ont été écourtés, faute de temps et vu l'impossibilité, malgré des charges assez fortes, d'obtenir des résultats appréciables. En outre, plusieurs appareils ont donné des

Essais sur la charpente métallique du Val Benoit

— Ferme F enrobée —

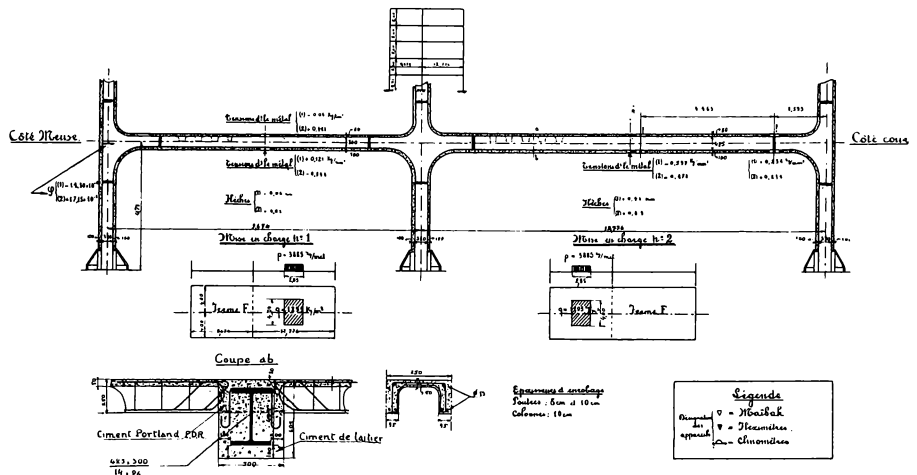


Fig. 22.

indications inutilisables ; ils étaient exposés aux pluies qui se sont produites à l'époque et il a paru qu'il eût fallu consacrer beaucoup de temps à s'obstiner, sans trouver en retour rien d'intéressant ni de propre à apporter une contribution de valeur aux résultats déjà obtenus.

La planche 22 reproduit les dimensions principales de la ferme après bétonnage et une coupe de la poutre, des colonnes inférieures et des hourdis nervurés formant les planchers.

Il semblait que de pareils hourdis devaient apporter une moindre collaboration aux poutres des fermes. Les résultats semblent prouver qu'il n'en est rien.

L'écartement des fermes voisines est de 4 m.

L'enrobage des poutres est, comme pour la ferme A16, épais de 0,10 m sur toutes les faces.

La planche indique les dispositifs de charges, qui ont été concentrés autant que possible aux milieux des poutres.

Il y avait 7 couches de blocs, soit 1300 kg/m². Les charges totales étaient de 14.800 kg.

On en a placé d'abord une au milieu de la grande portée, puis au milieu de la petite.

La figure de la planche indique les tensions, les inclinaisons et les flèches mesurées par les appareils qui ont fonctionné convenablement. On constate que les influences exercées sur chaque travée par la surcharge de l'autre sont sensibles, en ce qui concerne tant les tensions que les flèches et que les rotations. On constate aussi que les flèches et les rotations sont extraordinairement faibles. Enfin, si l'on compare les tensions aux milieux des poutrelles à celles qui se produisaient avant enrobage sous l'effet des charges d'essai de 12 tonnes, on se rend compte de l'influence énorme du bétonnage. On peut conclure de l'essai de la ferme F :

1^o Une confirmation des conclusions précédentes en ce qui concerne les fermes à plusieurs colonnes.

2^o Que malgré la rigidité très grande des colonnes

et des assemblages, les effets de la continuité entre poutres sont sensibles, quoique de valeur absolue très faible.

3° Que les hourdis nervurés du genre de ceux qui relient la ferme F à ses voisines contribuent également à la rigidité des fermes, comme des dalles ordinaires.

III. — Tentative d'essais en cours de bétonnage

Une part importante de la sollicitation des fermes d'un grand édifice provient du poids mort. Le poids mort de la charpente métallique est supporté par elle-même. En outre, au moment du bétonnage, la

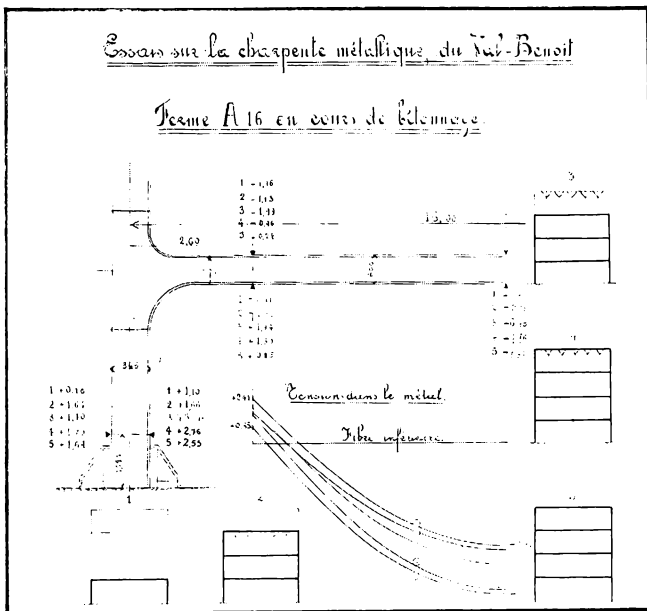


Fig. 23.

charpente supporte éventuellement des charges de coffrage outre certaines tensions accidentelles.

Au fur et à mesure de l'enrobage et du bétonnage des planchers, des charges fixes très importantes prennent naissance.

Elles se répartissent entre l'ossature métallique et les éléments bétonnés devenus résistants d'une manière qui dépend du mode et de l'ordre d'exécution.

Le plus souvent, il est impossible d'établir une prévision exacte de ces circonstances et, par conséquent, de connaître la répartition des fatigues. Il était intéressant de chercher à connaître les tensions que produirait dans la charpente métallique l'exécution progressive du bétonnage. Aussi, dès l'établissement du premier programme d'essai, en 1931, nous avons prévu le placement à demeure de 7 fils de mesure de l'extensomètre Mairhak, sur la ferme A 16, sur la poutre inférieure et sur la colonne. La chose avait paru réalisable au constructeur de l'extensomètre. Un essai de variation des fils en fonction du temps nous avait montré de faibles changements qui se stabilisaient dans la durée d'une semaine. Aussi avons-nous pris la précaution de fixer les fils huit jours

avant la première lecture, préalable à l'enrobage des colonnes inférieures.

Les fils ont été placés dans des coffrages protecteurs. Ils étaient munis de leurs couvercles de protection, qui avaient été soigneusement mastiqués sur les poutrelles, d'une manière aussi étanche que possible. La planche 23 indique les emplacements des appareils. Malheureusement, le fil supérieur au milieu de la poutre fut noyé dès le début. Dans la suite, le fil placé sur le gousset devint muet, ce qui n'avait guère d'importance. Les cinq autres ont fonctionné pendant plus de six mois.

Les schémas de la planche indiquent les divers stades du bétonnage lors des mesures effectuées et les étançonnages et coffrages en position à ces époques. Ils correspondent à 5 mises en charges, numérotées de 1 à 5. La planche porte également les indications des tensions mesurées dans les divers cas.

On constate d'emblée que ces tensions sont assez fortes et n'ont cessé de croître pendant le bétonnage. Il y correspond un déplacement apparent du point d'inflexion vers les nœuds, ce qui est logique, ainsi que nous l'avons indiqué précédemment.

Seulement, les tensions au milieu de la poutre paraissent exagérées ; les essais de charge sur les fermes bétonnées l'ont bien montré a posteriori. Comme malheureusement les mesures à la partie supérieure au milieu de la poutre ont fait défaut dès le début, le contrôle et l'interprétation des résultats sont rendus impossibles.

Nous avons calculé les tensions aux points de mesure, en supposant que l'acier seul supporte toutes les charges dans le cas 1. Le béton, du poids spécifique de 2400 kg/m³, constituerait uniquement une surcharge.

On a trouvé environ $\pm 6 \text{ kg/mm}^2$, $\pm 1,8 \text{ kg/mm}^2$, $+ 0,828$ et $+ 0,172 \text{ kg/mm}^2$ au pied de la colonne.

La concordance avec les résultats des mesures serait assez bonne, mais ne peut satisfaire l'esprit car la collaboration du béton doit exister déjà en réalité et, d'autre part, même en supposant la charpente métallique résistante seule, nous avons constaté que les tensions mesurées doivent être nettement inférieures à celles du calcul, alors qu'ici elles sont supérieures.

Il doit donc y avoir eu dérèglement des appareils. Ce dérèglement a dû provenir des chocs produits lors du coffrage, du bétonnage, du décoffrage, etc, ensuite sous l'effet du roulement des charges sur les planchers, du déchargement des matériaux, etc. Nous avons établi en effet que les fils de mesure sont sensibles aux chocs violents et peuvent subir de ce fait des variations étendues dans l'un ou l'autre sens.

Nous devons donc constater l'échec de l'essai, qui a été rendu surtout évident par les résultats des essais après bétonnage. On ne parvient pas non plus à déceler l'effet du retrait dans les chiffres obtenus.

Un élément troublant subsiste, c'est que les tensions mesurées ont toutes le sens requis et que les variations sont assez régulières. Il subsiste donc une certaine

présomption que les fatigues principales de l'ossature métallique se développent en cours de bétonnage. Cette présomption doit tenir lieu, faute de mieux, de conclusion à ces essais. Il est à remarquer que les opérations de bétonnage s'accompagnent d'opérations d'étaçonnage; celles-ci peuvent ne pas être étrangères au développement de certaines fatigues élevées. Ce qui peut corroborer ces présomptions, ce sont certaines flexions qui semblent s'être produites dans les poutres des fermes A 13, ainsi qu'il a été dit précédemment.

Il y a donc lieu de tenir compte de ces présomptions, qui plaident d'ailleurs à l'appui de celles qui viennent à l'esprit par un examen logique préalable de la question. Et l'on est amené à conclure que la question de l'enrobage et du bétonnage doit être envisagée dès le début du calcul de l'ossature métallique et qu'un programme précis d'exécution doit être établi initialement pour servir de base au calcul.

Conclusions générales concernant le type de charpente

D'après les résultats de l'étude, de l'usinage, du montage, du bétonnage et des essais effectués, on peut établir le jugement suivant concernant le type de charpente employé.

Il a satisfait pleinement au but proposé, à savoir : grande résistance et grande rigidité sous une très faible épaisseur relative de planchers (moins de 1/20^e) malgré les grandes portées, les grands écartements et les fortes charges.

Ce résultat, déjà atteint sans le secours de l'enrobage et des planchers en béton armé, a été considérablement augmenté par le concours de ces éléments. Il a été obtenu par l'application intégrale et perfectionnée du principe de la continuité à la charpente métallique. Ce principe apporte à la charpente métallique tous les avantages qui lui sont reconnus dans le béton armé, surtout une utilisation plus uniforme de la matière.

Il conduit non seulement à une diminution de dimensions, mais à une économie de poids, tout en accroissant la résistance et davantage encore la rigidité. Quant à l'économie de prix, il faut pour la juger se reporter à l'époque de l'adjudication et constater que toutes les firmes concurrentes, et non des moindres, qui ont présenté des contre-projets ou des variantes, présentaient des offres plus chères que celles des plus bas soumissionnaires, qui s'en tenaient à notre projet.

L'application du principe à de faibles portées et de faibles charges peut se faire plus simplement, sans doute, que dans la charpente du Val-Benoît. Mais, pour celle-ci, l'élément essentiel, c'est-à-dire les nœuds de charpente, devait être fait comme nous l'avons étudié. Tous les essais tant réels que sur modèles, effectués en diverses circonstances, et qui ont été décrits, concordent sur ce point et l'expérience acquise dans les travaux du Val Benoît les confirme.

L'usinage n'a présenté aucune difficulté. Les déchets n'ont pas dépassé la normale et les cintrages

n'ont donné lieu à aucune difficulté. Ils ont été faits en série, à chaud.

Il en est de même des perçages, tous forés.

L'usinage et principalement le montage ont été facilités par la disposition des joints et leur faible nombre.

Le montage a été très rapide et facile, grâce aussi à la suppression des boulons d'ancrage, rendu possible par la continuité rigide des cadres. Ce système a été tout à fait convaincant.

Il n'y a eu de difficultés que dans la manutention des poteaux de 20 m sur le chantier, ce qui a conditionné l'avancement.

L'enrobage a été très facile à exécuter, grâce aux couvertures extérieures assez fortes de béton.

Le coffrage et l'étaçonnage sont fortement facilités par l'ossature métallique, qui peut servir de support. Il appert que l'entrepreneur aurait pu faire des économies et avancer plus vite en suspendant les coffrages, autant que possible, à l'ossature métallique. Cela était permis, puisque la charpente était calculée pour l'ensemble de toutes les charges. L'étaçonnage aurait été ainsi supprimé et cela aurait été peut-être préférable pour la sollicitation. Le plus souvent, l'enrobage n'est considéré effectivement que comme un habillage protecteur de la charpente métallique. Nous avons admis cette hypothèse pour les raisons suivantes. Lors de l'adjudication de la charpente, les études n'étaient pas encore assez avancées pour avoir une idée suffisante de l'enrobage, qui a été déterminé dans la suite d'après les indications du service d'architecture. D'autre part, sans que nous eussions recherché la moindre hardiesse, les dimensions de la charpente étaient cependant telles qu'elles s'écartaient de la norme. Dans ces conditions, la pondération recommandait de ne pas s'en écarter encore pour l'enrobage, élément capable de corriger les faiblesses qu'aurait pu présenter éventuellement la charpente. Enfin, il n'y avait guère d'exemples connus en 1929 et nos présomptions les plus extrêmes n'allaient pas jusqu'à prévoir les résultats des essais que nous avons faits.

Mais, à la suite de ceux-ci, nous estimons qu'il convient d'employer toujours un enrobage en béton résistant et d'en tenir compte de la manière suivante.

On calculera l'ossature métallique pour tous les effets avant remplissage et pour supporter une partie variable du poids mort, selon le mode d'exécution qui est le plus avantageux au total.

Ce calcul pourra être simplifié si l'on emploie des nœuds d'assemblage bien rigides, par le fait que l'on pourra considérer les poutres comme parfaitement encastrées dans les colonnes pour un bâtiment à grand nombre d'étages et à travées égales ou à peu près.

Ensuite, on vérifiera si l'ossature et l'enrobage ensemble peuvent résister convenablement à toutes les sollicitations après remplissage.

Les dimensions de l'enrobage, du béton armé des planchers et des maçonneries du remplissage doivent donc être totalement arrêtées lors de l'étude de la charpente, de même que le mode d'exécution à imposer.

La conséquence de cette méthode est un gain de quantité sur la charpente comme sur le béton en général. Les deux industries intéressées de la métallurgie et de la cimenterie y trouvent leur compte par des débouchés assurés, ou consolidés ou multipliés.

L'ensemble devient éventuellement une œuvre d'ingénieur exigeant des moyens techniques de qualité.

Pour la charpente métallique de l'Institut du Génie Civil, qui sera exécutée dans le courant de 1932, nous avons cependant encore calculé la charpente sans tenir compte du béton. La raison principale en est qu'il s'agit d'une charpente totalement soudée, même au montage, et travaillant néanmoins à 14 kg/mm². Les dimensions en sont encore diminuées par rapport à celles de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, et, quoique nous estimions encore ne pas nous être écartés des règles de la prudence, le caractère novateur de cette réalisation nous a encore incité à conserver entière la réserve de résistance et de rigidité du bétonnage. Nous espérons que les expériences que nous ferons sur cette charpente justifieront définitivement l'application des principes précédemment exposés.

Un grand avantage de l'ossature métallique enrobée est de constituer initialement un squelette rigide, facilitant le bétonnage et écartant tout risque d'effondrement. Nous avons déjà indiqué antérieurement qu'en général, le bâtiment était le plus chargé en cours de construction même, par les opérations de la construction, notamment les dépôts de matériaux. Aussi, le plus souvent, les accidents retentissants des dernières années se sont-ils produits en cours de construction. Il y a d'ailleurs plus. Les cadres en béton armé, comme tous les cadres, contribuent à la résistance par tous les éléments. Seulement, ceux-ci ne sont constitués que progressivement et, en cours de confection, chargent les éléments antérieurement constitués, sans cependant encore leur apporter leur propre concours prévu par le calcul. On peut faire cette remarque dans l'exécution des grands cadres étagés en béton (auditoires des Instituts Universitaires du Val-Benoît). Il est ainsi possible qu'en cours de construction des sollicitations imprévues se produisent.

L'ossature enrobée supprime presque totalement ces risques. Par suspension des coffrages, elle permet vraisemblablement une accélération des travaux. Le pourcentage d'acier au total est certes augmenté, mais dans des proportions bien moindres qu'on imagine par rapport au béton armé. Finalement c'est somme toute du béton armé dont le calcul est ramené à l'acier, et où l'importance de ce dernier est augmentée. Mais c'est toujours une alliance de l'acier et du béton.

Au terme de cette étude, nous reprendrons brièvement quelques observations générales concernant l'emploi de la soudure.

Au cours d'une communication précédente à la section de Liège de l'A. I. Lg. (*Annuaire de l'A. I. Lg.*, 3^e et 4^e trimestres de 1931) nous avons exprimé

déjà l'idée que le développement de la soudure en charpente métallique exigerait non seulement l'emploi de barres laminées de profils adéquats et des formes nouvelles d'assemblages, mais qu'il conduirait aussi à des formes nouvelles de charpentes, utilisant la continuité, dont la soudure permet une réalisation parfaite.

La continuité est réalisable en charpente rivée, de la manière qui vient d'être exposée. Tous les caractères et avantages résultant de la continuité sont acquis dans cette exécution.

Aussi l'emploi de la soudure ne peut-il y ajouter que ses avantages propres, résidant dans une simplification et une diminution de poids des nœuds d'assemblage. Il n'y a guère de gain par suppression du déforçement provenant des rivures des barres, car les colonnes sont comprimées et les poutres ne sont percées qu'au joint d'assemblage. Néanmoins, les diminutions de poids à faire sur les nœuds sont encore appréciables et apporteront un appoint à l'allègement réalisé par la continuité.

Il n'empêche qu'une distinction nette est à établir entre la continuité, qui est un principe de construction, et la soudure, qui est un moyen d'exécution. La récente adjudication (31 mai 1932) de la charpente métallique soudée de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège en apporte une suggestive illustration. Cette charpente a été étudiée d'après les mêmes principes que celle de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, mais entièrement soudée. La soudure a permis une sensible simplification et un allègement.

Dans l'adjudication, un des soumissionnaires a supprimé les encastresments des poutres et a préféré proposer des consoles simples et des poutres simplement appuyées.

Il en résultait, d'après les données de la soumission, un supplément de poids de 12,3% et une augmentation du simple au double de la hauteur des poutrelles. Ces chiffres confirment nos supputations antérieures et nous pensons que le contre-projet sommaire qui nous était proposé aurait encore dû être renforcé et aurait finalement entraîné une augmentation de poids de près de 15%. Tel est donc le bénéfice de la continuité.

Un autre soumissionnaire, sans rien modifier à la charpente, propose la rivure pour les assemblages de chantier. Le projet, très bien étudié, conduit à une augmentation de poids de 3,4% seulement.

Un autre soumissionnaire propose la rivure pour tous les assemblages, sans rien modifier à la charpente; il évalue le supplément à 6%, sans le justifier par une étude. L'évaluation paraît optimiste. En nous basant sur le projet mixte précité et en envisageant le déforçement des poutrelles, il semble que l'on doive évaluer entre 8 et 10% l'économie réalisée par la soudure par rapport à la rivure.

Enfin, une autre firme a présenté un contre-projet qui conserve la forme de la charpente, mais substituée à l'acier ordinaire du cahier des charges de l'Etat Belge, de l'acier au carbone à 60 kg/mm²

de résistance. Le taux de travail passe de 14 à 20 kg/mm²; nous considérons ce taux comme admissible pour notre charpente, étant donné le soin du calcul.

Le poids total est diminué de 11,45%. Nous pensons que les aménagements nécessaires abaisseront cette diminution à 10%.

Ainsi donc, une charpente continue, en acier à haute résistance et entièrement soudée, conduit, par rapport à une charpente ordinaire rivée en acier normal, à une diminution de poids de 33% au moins, se décomposant en 15% dus à la continuité, 8% dus à la soudure, 10% dus à la qualité de l'acier.

D'après les résultats de l'adjudication, l'économie de prix paraît encore supérieure à celle de poids. Seulement, il faut reconnaître que d'autres facteurs interviennent dans l'établissement des soumissions, de telle sorte que toute conclusion catégorique serait téméraire. Nous croyons néanmoins pouvoir constater au moins que l'ensemble de faits que nous rapportons objectivement est, sans exception, en faveur des diverses tentatives de progrès de la charpente métallique et encourage à persévérer dans cette voie, qui est celle du progrès de la technique par l'action de l'ingénieur à formation scientifique.
