

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

Band: 12 (1984)

Rubrik: VII. Developments in the construction of steel structures

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 23.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

SEMINAR**VII****Developments in the Construction of Steel Structures****Développements dans l'exécution de constructions métalliques****Fortschritte in der Ausführung von Stahltragwerken**

Chairman: N. Hajdin, Yugoslavia

Coordinator: J.C. Badoux, Switzerland

General Reporter: J. Tajima, Japan

Leere Seite
Blank page
Page vide

Assemblage poutre-colonne basé sur la technique du goujonnage

Verbindung von Stützen und Trägern mit Dübeln

Beam to Column Connection Derived from the Stud Technique

René MAQUOI

Chargé de Cours Associé
Université de Liège
Liège, Belgique



Né en 1942, R. Maquoi est ingénieur civil des constructions et docteur en sciences appliquées. Spécialisé en statique des constructions et en stabilité des structures métalliques, il est l'auteur d'environ 90 publications scientifiques et techniques.

Jacques RONDAL

Chargé de Cours
Université de Liège
Liège, Belgique



Né en 1944, J. Rondal est ingénieur civil des constructions et docteur en sciences appliquées. Spécialisé en dimensionnement optimal et en stabilité des structures métalliques, il est l'auteur d'environ 80 publications scientifiques et techniques.

RESUME

Les auteurs montrent que la technique du goujonnage peut être utilisée pour la réalisation d'assemblages poutre-colonne. Des essais effectués sur des éléments isolés et sur des modèles de noeuds poutre-colonne ont permis de proposer des règles de dimensionnement sûres et précises pour ce type d'assemblage.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Autoren zeigen, dass die Technik der Verdübelung für die Verbindung von Stützen und Trägern angewendet werden kann. Versuche an isolierten Tragelementen und Rahmenknoten haben es erlaubt, sichere Bemessungsregeln für diesen Verbindungstyp herzuleiten.

SUMMARY

It is shown that studs may be used for making beam to column connections. Tests performed on isolated structural elements and on beam to column joints allowed the formulation, for this kind of connection, of design rules that are safe and accurate.



1. INTRODUCTION

De par son caractère "fermé" et l'excellente répartition de la matière autour de l'axe longitudinal, le profil creux présente, tant en compression qu'en torsion, des caractéristiques remarquables qui en font l'élément de colonne par excellence.

En regard de ces qualités structurales indéniables, le profil creux de construction présente toutefois des difficultés technologiques sérieuses lors de la réalisation des assemblages entre poutres et colonnes et ce, que les poutres soient constituées de profils ouverts ou de profils fermés. Pour résoudre ce délicat problème d'une manière économique, il a été imaginé de substituer aux boulons classiques des goujons filetés, fixés sur les parois du profil creux servant de colonne selon une technique de soudage analogue à celle utilisée pour la pose des goujons connecteurs sur les profils métalliques des poutres composites acier-béton.

Cette idée, pour originale qu'elle soit, n'est justifiable qu'en raison des progrès marquants faits durant cette dernière décennie dans la technique du goujonnage, en ce compris le matériel adéquat et le contrôle judicieux des paramètres de soudage [1]. Dans le cadre d'application envisagé, on remarquera que les goujons sont en général sollicités à leur base par des efforts axiaux et tangentiels alors que les goujons connecteurs des poutres mixtes supportent essentiellement un effort rasant.

Les appareils modernes de goujonnage permettent de fixer un goujon en moins de 10 secondes; le soudage proprement dit n'intervenant que pour 0,5 à 0,8 seconde dans le cycle. Comme un minimum de soin et d'attention permet aisément d'obtenir un résultat d'excellente qualité, il est aisé de comprendre que ce système d'assemblage peut, dans de nombreux cas, se révéler plus économique que les systèmes traditionnels.

Dans le cadre de la présente recherche, seule la technique du goujonnage "arc" a été retenue car celle par décharge de condensateur conduit à des limites sur le diamètre des goujons, incompatibles avec les impératifs des assemblages entre poutres et colonnes.

Il existe sur le marché de nombreux types de goujons se distinguant notamment par le façonnage de leurs extrémités, la longueur de la partie filetée du fût, la nuance de l'acier et le diamètre du fût. Les goujons filetés utilisés pour les essais sont en acier doux ($f_{yg} = 320$ MPa) et appartiennent à deux types (figure 1) :

- type 1 : goujons partiellement filetés, l'extrémité à souder ayant un diamètre égal au diamètre moyen des flancs de filet;
- type 3 : goujons filetés dont l'extrémité à souder a un diamètre égal au diamètre à fond de filet.

Les goujons de type 3 permettent d'obtenir un bourrelet de soudure sensiblement égal au diamètre nominal du filetage, évitant ainsi une butée locale non désirée de la pièce assemblée sur ce bourrelet.

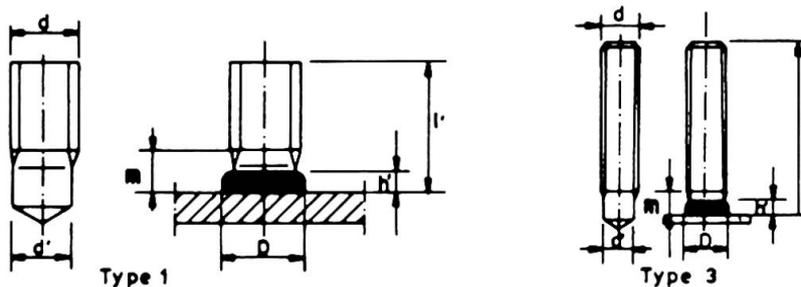


Fig. 1 Types de goujons filetés utilisés pour les essais.

2. PROGRAMME D'ESSAIS

Le programme de recherche entrepris à l'Université de Liège [2] a comporté les investigations suivantes :

1. essais de caractérisation de l'acier constituant les parois du tube : analyse chimique, propriétés mécaniques;
2. mise au point des paramètres de soudage, mesure de la dureté dans la zone thermiquement affectée par le soudage des goujons, macro- et micrographies;
3. essais de traction et de cisaillement sur des goujons soudés;
4. examen du comportement de noeuds poutre-colonne.

Les résultats obtenus aux points 3 et 4 sont discutés ci-dessous. Un rapport complet des résultats des essais est donné à la référence 2.

2.1. Essais de traction sur goujons soudés

Deux goujons identiques sont soudés symétriquement à mi-largeur des deux parois opposées d'un tronçon de tube et soumis à un effort de traction (figure 2). Trois modes de ruine sont possibles, qui fournissent chacun une valeur de la charge ultime.

- Le fût du goujon, dont l'aire de la section résistante est A_s , atteint sa charge limite plastique en traction :

$$N_1 = f_{yg} \cdot A_s \quad (1)$$

où f_{yg} est la limite d'élasticité du goujon.

- La paroi du tube périt par arrachement lamellaire :

$$N_2 = f_{yt} \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (2)$$

où ϕ peut être pris égal au diamètre nominal d (type 1) ou au diamètre d' de la partie non filetée du fût (type 3), ainsi qu'il appert des observations expérimentales.

- La ruine survient par cisaillement plastique à travers l'épaisseur t de la paroi selon une circonférence de diamètre ϕ :

$$N_3 = \frac{f_{yt}}{\sqrt{3}} \pi \phi t \quad (3)$$

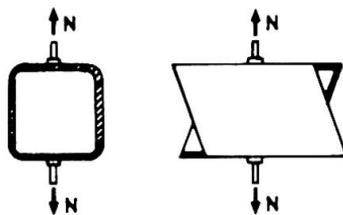


Fig. 2 Dispositif utilisé pour les essais de traction sur goujons soudés.

Le tableau 1 fournit les résultats théoriques et expérimentaux. Comme le mode de ruine observé fait toujours intervenir la valeur f_{yt} et que celle-ci est une valeur caractéristique, on conclut donc que les relations de dimensionnement sont à la fois sûres et précises, eu égard à la doctrine semi-probabiliste de la sécurité adoptée par la Convention Européenne de la Construction Métallique [3].

Tube	Goujon		Essais		Théorie		\bar{N}_{exp}/N_{th}
	d (mm)	type	nombre	\bar{N}_{exp} (kN)	mode de ruine	N_{th} (kN)	
100x100x4	12	1	3	29,27	cisaillement de la paroi	24,29	1,205
	16	1	3	36,04		"	32,39
200x200x6,3	16	1	2	59,27	"	48,63	1,219
	20	3	3	63,60	"	50,15	1,268
Moyenne		: m	= 1,199				
Ecart-type		: s	= 0,069				
Valeur caractéristique		: m-2s	= 1,060				

Table 1 Résultats des essais de traction sur goujons soudés.

2.2. Essais de cisaillement sur goujons soudés

Ces essais sont réalisés à l'aide du dispositif schématisé à la figure 3. L'éprouvette d'essai comporte deux assemblages à double cisaillement : l'un réalisé par boulon à haute résistance préserré, l'autre réalisé à l'aide de goujons soudés.

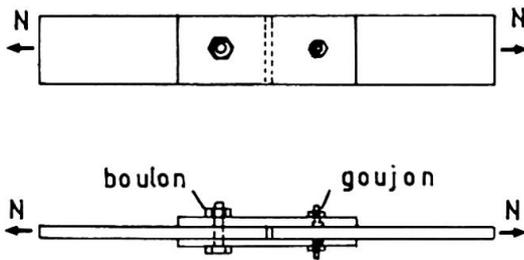


Fig. 3 Dispositif utilisé pour les essais de cisaillement.

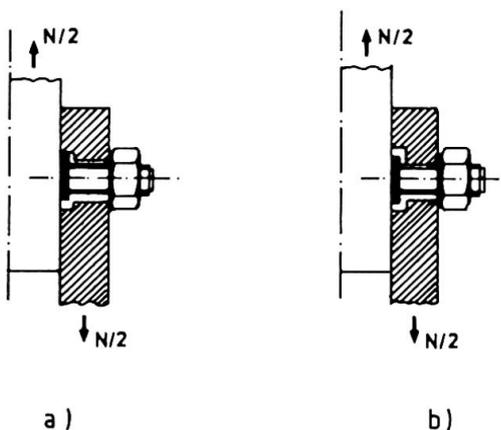


Fig. 4 Modes de comportement en cisaillement.

Chaque goujon reprend un effort de cisaillement égal à $N/2$. Selon les dimensions du chanfrein réalisé pour loger le bourrelet de soudure, l'assemblage peut se comporter de deux manières différentes :

- si le jeu du chanfrein est inférieur à celui du trou, le contact s'effectue entre le couvre-joint et le bourrelet de soudure de diamètre D et de hauteur h' (figure 4.a.);
- si, au contraire, le jeu du trou est déterminant, le contact s'établit entre le couvre-joint et le fût du goujon (figure 4.b.).

En conséquence, l'état limite ultime est gouverné par l'une des relations suivantes :

- pression diamétrale :

$$Q_1 = \frac{N_1}{2} = D h' C_1 f_{yt} \quad (4)$$

- cisaillement du fût du goujon :

$$Q_2 = \frac{N_2}{2} = 0,7 \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yg} \quad (5)$$

- écrasement du couvre-joint d'épaisseur t :

$$Q_3 = \frac{N_3}{2} = d (t - h') C_1 f_{yt} \quad (6)$$

En pratique, la valeur Q_3 est très souvent largement supérieure à Q_2 . Tous les essais ont été réalisés avec un chanfrein à faible jeu afin que la charge Q_1 soit déterminante. Chacun des diamètres d - 12, 16 et 20 mm - a fait l'objet de trois essais et le rapport $\bar{N}_1 exp/N_1 th$ observé varie de 1,02 à 1,18, avec une moyenne de 1,10. En pratique, il importe évidemment d'examiner les trois cas possibles.

2.3. Essais sur noeuds poutre-colonne

Les essais ont porté sur plusieurs types d'assemblages rigides, semi-rigides ou flexibles. Le dispositif d'essai est schématisé à la figure 5.

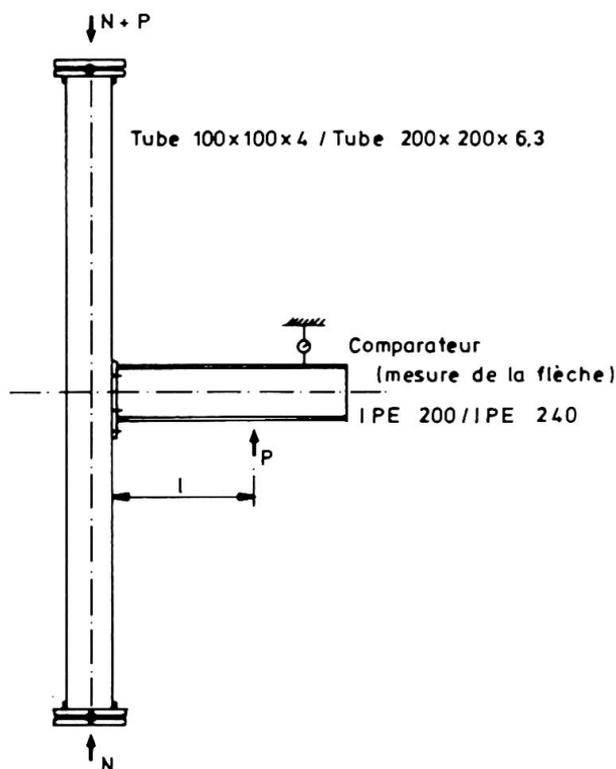


Fig. 5 Dispositif d'essai pour les assemblages poutre-colonne.

Les résultats des essais sont donnés à la table 2.

L'analyse statistique des résultats d'essais repris à la table 2 montre que la résistance d'assemblages poutre-colonne est, en raison d'effets parasites, inférieure d'environ 5 % à celle obtenue lors d'essais isolés (à la table 2, la valeur $P_{\text{théorique}}$ a été calculée à partir des relations développées aux paragraphes 2.1. et 2.2.).

Pour en tenir compte, on va introduire un coefficient minorateur de 0,95 dans les équations de dimensionnement.



Type d'assemblage	Schéma de l'assemblage	Diamètre nominal des goujons (mm)	P_{exp} (kN)	Mode de ruine observé	P_{th} (kN)	P_{exp}/P_{th}
1		12	19,6	Cisaillement de la paroi	14,1	1,390
			18,6	"	14,1	1,319
		16	20,6 19,6	" "	18,6 18,7	1,108 1,048
2		12	23,5	"	15,3	1,536
			19,6	"	15,2	1,289
3		12	24,5	"	23,6	1,038
			24,5	"	23,6	1,038
4		16	43,2 44,1	" "	36,5 36,6	1,184 1,205
			20	51,8 45,3	" "	37,6 37,2
5		16	75,5 71,2	" "	53,6 53,4	1,409 1,333
			20	69,1 69,1	" "	54,5 54,7
Moyenne		: m	= 1,250			
Ecart-type		: s	= 0,145			
Caractéristique		: m-2s	= 0,960			

Table 2 Résultats des essais de noeuds poutre-colonne.

3. PROPOSITION D'UNE METHODE DE DIMENSIONNEMENT

Les règles de dimensionnement d'un assemblage goujonné poutre-colonne ne diffèrent guère de la méthode utilisée habituellement pour les assemblages boulonnés. En particulier, les règles sur l'entredistance des goujons et sur les pinces subsistent, de même que la méthode de détermination de l'effort de traction N dans le goujon le plus sollicité.

3.1. Vérification du goujon

- Goujon tendu :

$$N \leq 0,95 A_s f_{yg} \quad (7)$$

- Goujon cisailé :

$$Q \leq 0,7 A f_{yg} \quad (8)$$

Par souci de simplicité, A peut être posé égal à A_s pour tous les types de goujon.

- Goujon tendu et cisailé :

$$\sqrt{\left(\frac{N}{0,95 A_s}\right)^2 + 2 \left(\frac{Q}{A}\right)^2} \leq f_{yg} \quad (9)$$

3.2. Vérification de la résistance à l'arrachement

- Arrachement lamellaire :

$$N \leq 0,95 \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yt} \quad (10)$$

avec ϕ pris égal à d (goujon de type 1) ou d' (goujon de type 3).

- Cisaillement de la paroi support :

$$N \leq 0,95 \pi \phi t \frac{f_{yt}}{\sqrt{3}} \quad (11)$$

3.3. Vérification de la résistance intrinsèque de la paroi support

Les effets localisés exercés par les goujons sur la paroi support peuvent engendrer des déformations, qui, si elles deviennent excessives, ont un effet préjudiciable sur la résistance ultime de l'assemblage, en raison des efforts parasites de levier qu'elles entraînent.

Des investigations expérimentales complémentaires seraient nécessaires pour apporter une réponse complète et précise à cette question. Toutefois, sur base des essais effectués dans le cadre de goujons fixés à des parois de profils tubulaires, il est conseillé de limiter l'utilisation d'assemblages goujonnés à des profils creux de forme carrée ou rectangulaire dont la minceur des parois b/t ou h/t n'excède pas 35.

3.4. Vérification de la pression diamétrale

Cette vérification s'effectue comme pour les assemblages boulonnés. On considérera toutefois la possibilité, pour cette pression diamétrale, de s'exercer à l'intervention soit du bourrelet de soudure, soit du fût du goujon.

4. CONCLUSION

La technique du goujonage peut être envisagée pour effectuer des assemblages de sections tubulaires. Elle doit se révéler simple, rapide et économique. Les règles de dimensionnement, similaires à celles des assemblages boulonnés, comportent néanmoins certaines vérifications supplémentaires.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le C.R.I.F. (Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications métalliques) et le C.I.D.E.C.T. (Centre International pour l'Etude et le Développement de la Construction Tubulaire) pour leur aide financière durant cette recherche.



BIBLIOGRAPHIE

1. IBS, Code de bonne pratique pour le soudage des goujons connecteurs acier-béton. Institut Belge de la Soudure, Fascicule 11, 1ère édition, Bruxelles, 1979.
2. MAQUOI R. , NAVEAU, X. et RONDAL J., Beam-Column Welded Stud Connections. Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, vol. 4, n° 1, 1984, pp. 3-26.
3. ECCS, European Recommendations for Steel Construction. ECCS-EG 77-1E, September 1977.

Herstellverfahren und Korrosionsschutz der Hauptkabel von Hängebrücken

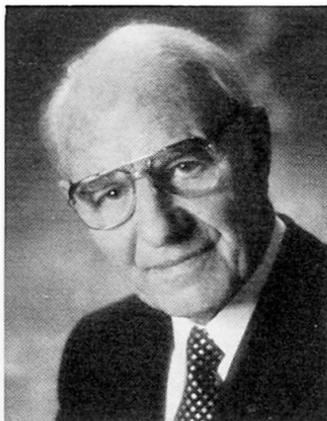
Manufacture and Corrosion Protection of the Main Cables of Suspension Bridges

Fabrication et résistance à la corrosion des câbles principaux des ponts suspendus

Wolfgang BORELLY

Dipl.-Ing.

Mannheim, Fed. Rep. of Germany



Wolfgang Borelly, geboren 1906. Unter seiner Verantwortung wurden mehrere Brücken über Weichsel- und Rheinstrom errichtet. Er war 17 Jahre hindurch Baudezernent (City-Engineer) der Stadt Mannheim. In den letzten Jahren hat er auf dem Gebiete "kabelüberspannter Brücken" internationale Forschung betrieben.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Ausführungen begründen, weshalb bei den angestrebten grösseren Spannweiten der Hängebrücken die bekannten Herstell- und Montageverfahren für die Hauptkabel nicht mehr genügen und die dabei vorhandene starke Abhängigkeit von den Wetterverhältnissen solche Arbeiten unkalkulierbar macht. Es wird ein neuartiges Verfahren erläutert, mit dem die Schwierigkeiten überwunden werden und dabei gleichzeitig der Korrosionsschutzwert durch das automatisch vorgenommene Auffüllen aller Hohlräume zwischen den im Kabel völlig parallel angeordneten Drähten mit einem speziellen Kunststoff sehr wirksam gesteigert wird.

SUMMARY

This paper presents the reasons why the conventional method of manufacture and assembly of the main cables of suspension bridges no longer satisfies the requirements of the larger spans envisaged and why the existing dependence on the climatic conditions makes such work an incalculable risk. The paper describes a new process which eliminates difficulties. At the same time the corrosion protection is improved substantially by the automatic filling of the voids between the wires with a special plastic material.

RESUME

L'exposé est consacré aux procédés de fabrication et de montage des câbles principaux utilisés dans la construction des ponts suspendus. Les raisons pour lesquelles les procédés classiques ne répondent plus aux exigences sont décrites; la très forte dépendance des conditions atmosphériques rend aussi de tels projets incalculables. Un nouveau procédé permettant de surmonter ces difficultés est décrit; la résistance du câble principal à la corrosion a été très fortement augmentée, grâce à un remplissage par une matière synthétique de tous les espaces situés entre les câbles de plus petit calibre, strictement parallèles, qui constituent le câble principal.



1. BASIS - PRESENT STATUS

As generally known, plans are being made in several parts of the world to satisfy local requirements by constructing bridges with considerably longer spans than hitherto. It is intended to connect continents, to bridge arms of the sea, to limit the number of foundations in deep waters and, in addition, to avoid the risk of ships colliding with bridge piers located in navigable waters.

During the last fifty years great advances in general bridge construction have been made all over the world. But there has been hardly any significant progress in the construction of suspension bridge cables and in providing adequately resistant corrosion protection.

The methods used so far do no longer satisfy the technical and economic requirements with the spans increasing even further.

1.1 Air Spinning Method

In the "air spinning method" [1, 2], developed by the ingenious John Roebling last century, the lengths of the assembled wires must be adapted to those of the benchmarked guidewire by "sag comparison" in order to obtain wires of equal length and thus a uniform load distribution. The effort required for such longitudinal adjustments of the wires almost constantly swinging to and fro due to wind-induced oscillations increases more than proportionally as the bridge span increases. The overrun of the calculated construction time by approximately 153 % for the manufacture of the main cables for the Humber bridge in England completed in 1981 and having a main span of 1410 m is mainly due to these unavoidable difficulties according to the writer's observations on the site.

1.2 Installation of Prefabricated Parallel Wire Strands (PWS)

Prior to assembly of prefabricated parallel-wire strands [3], they must be reeled on drums while the parallel-wire strand, provisionally confined by plastic tapes, is being alternately turned about its longitudinal axis. At this juncture, I can mention briefly only a few of the noticeable peculiarities of this method worth mentioning, which were discussed in detail in a publication [4] by Mr Blair Birdsall: as with method 1.1, the wires or strands must be squeezed into a round configuration by means of so-called "compactors" exercising large lateral pressures. Within the circumscribing circle of the cable, the wires lie by no means well arranged in parallel; not infrequently they overlap. With this method the amount of voids customarily checked as a quality criterion in the USA can hardly be reduced to less than 19 to 23 % of the cable cross-sectional area. This applies also to the quality that can be achieved with the air spinning method. Hence, the desirable minimum of voids of about 12 % with 5 mm wire thickness is exceeded by up to 75 %. As regards the further critical results of the investigation and the resultant conclusions, reference is made to Mr Birdsall's publication for brevity's sake.

1.3 Corrosion Protection of Cables Today

All corrosion protection sheathing, which can be applied only manually to the exterior surface of the finished cable on the site with considerable labor costs and losses in material, usually becomes leaky after some time. This is unavoidable where these sheaths join the cable bands. With this method it is therefore impossible without permanent, costly repairs to protect the interior of the cable for longer periods of time reliably against the ingress of moisture and condensate formation combined with the additional effects of any penetrating gases.

According to the late Professor Stüssi [5], suspension bridges with main spans of 4450 m are technically feasible. At present, projects having spans of 3300 m are considered. The economic significance of a major increase in the service

life of such bridges requiring investments in the amount of 1000 to 1500 million dollars certainly need not be debated. It would be of utmost importance for owners, state and local governments.

2. FEASIBILITY STUDY OF THE PROPOSED PROCESS

The proposed new process with which parallel location of the wires of 7 mm dia. with a markedly smaller amount of voids in the interior of the cable without wire squeezing due to compaction can be achieved, and a continuous internal corrosion protection promises a considerably longer service life, was investigated by a feasibility study to make a major step forward. In this study, certain data were calculated and certain conditions were verified by tests. The subsequent discussion is based on this example, Fig.1. In the case of longer spans, handling the proposed process will by no means become more difficult, whereas the conventional methods then will be far from being economical.

EXAMPLE

for a feasibility study for the fabrication and corrosion protection of suspension bridge main cables (illustrated in sketch form)

The main cable consists of 151 prefabricated parallel wire strands (PWS) each comprising 61 galvanized redrawn and retempered steel tension wires 7 mm dia.; approx. 0.8 % carbon content, coated in the factory with plastic 0.245 mm thick
 $\sigma_B = 1600/1700 \text{ N/mm}^2$ ($\delta_{10} = 7.2 \%$)

Bridge type A: $L_2 = 2000 \text{ m}$: 2 cables 75.5 cm dia. per bearing surface

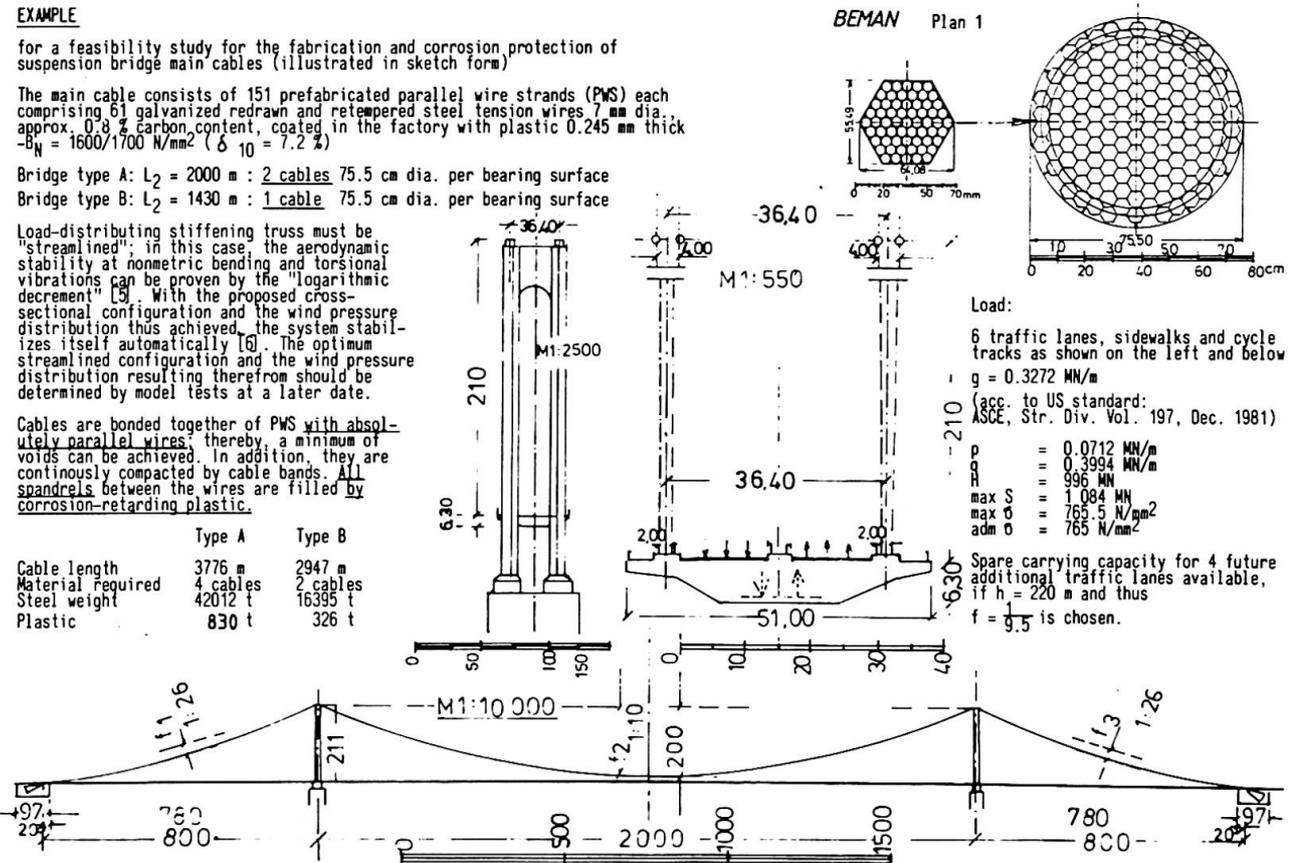
Bridge type B: $L_2 = 1430 \text{ m}$: 1 cable 75.5 cm dia. per bearing surface

Load-distributing stiffening truss must be "streamlined"; in this case, the aerodynamic stability at nonmetric bending and torsional vibrations can be proven by the "logarithmic decrement" [5]. With the proposed cross-sectional configuration and the wind pressure distribution thus achieved, the system stabilizes itself automatically [6]. The optimum streamlined configuration and the wind pressure distribution resulting therefrom should be determined by model tests at a later date.

Cables are bonded together of PWS with absolutely parallel wires; thereby, a minimum of voids can be achieved. In addition, they are continuously compacted by cable bands. All spandrels between the wires are filled by corrosion-retarding plastic.

	Type A	Type B
Cable length	3776 m	2947 m
Material required	4 cables	2 cables
Steel weight	42012 t	16395 t
Plastic	830 t	326 t

BEMAN Plan 1



Load:
 6 traffic lanes, sidewalks and cycle tracks as shown on the left and below
 $g = 0.3272 \text{ MN/m}$
 (acc. to US standard: ASCE, Str. Div. Vol. 197, Dec. 1981)
 $p = 0.0712 \text{ MN/m}$
 $q = 0.3994 \text{ MN/m}$
 $H = 996 \text{ MN}$
 $\max S = 1.084 \text{ MN}$
 $\max \sigma = 765.5 \text{ N/mm}^2$
 $\max \delta = 765 \text{ N/mm}^2$
 Spare carrying capacity for 4 future additional traffic lanes available, if $h = 220 \text{ m}$ and thus $f = 1.5$ is chosen.

3. THE PROPOSED PROCESS

In view of the limited time available the author is, unfortunately, forced to present only a general survey of the quite complex procedures when describing the proposed process without giving detailed reasons. Therefore it is also impossible to discuss the results of all the previous considerations and the investigations necessary for solving some difficult individual problems that were carried out jointly with the research departments of some major German plastic manufacturers, BASF Ludwigshafen, Bayer AG Leverkusen and AEG-Eltherm Remscheid, and with the Geodetic Institute and the Research Institute for Building Materials of the University Karlsruhe.



3.1 Parallel Wire Strands Assembled Without Squeezing

The main cable is made up of prefabricated, hexagonal parallel-wire strands (PWS) of exact size, provided with conventional sockets in the shop, each strand comprising 61 galvanized and plastic-coated wires 7 mm dia. In the case of longer cables the number of wires must be reduced to 37 because of the high transportation weight. The strands are prepared in such a way that any displacement of the wires relative to each other is eliminated by bonding. Thus a firm, resilient wire strand is obtained without requiring wire pretreatment on the so-called "counterweight place" and without subsequent quality-reducing heavy squeezing of the round, often several times twisted wire strands into a cable by means of compactors.

3.2 Assembly and Longitudinal Adjustment

For this purpose, the wires of the individual PWS are heated by induction to 110°C in a continuous run at a uniform speed $v = \text{approx. } 0.33 \text{ m/sec}$ as unreeling and assembly are performed; then they are bonded together by means of separate "three-dimensional presses" and subsequently they are cooled down to nearly 41°C in a long cooling through - Fig. 2, p. 5. In this condition, the PWS is pulled across the sheaves of the catwalk from one anchorage to the other by means of the transporter rope used also in this process. Twisting of the PWS, in this case forming a solid hexagonal mass, is carefully avoided by special pulleys and controlled automatically when being put in place, see 3.3 and Fig. 5, p. 8.

3.3 Measures for Exact Temperature Adaptation of the Bonded PWS

Since for bonding the PWS a heat treatment is required and longitudinal adjustment of the individual PWS shall be effected by means of guidewires installed in each PWS instead of using the time-consuming "sag comparison", it is particularly important to adapt the temperatures during the various phases carefully. Benchmarks are provided on the guidewires already in the shop by means of "Invar" rollers and pulsed gas laser, a precision measurement procedure providing an accuracy of $L \times 5 \cdot 10^{-6}$. For this reason, each PWS is first mounted left and right of the tower cable saddle via separate rollerways and the auxiliary saddles equipped with pulleys - in the case studied - 4 each in 2 shifts per day. In the night after next, i.e. after a temperature adaptation period of 25 to 34 hours, the PWS are put in the proper place in the cable by special equipment, and after spraying the contact surfaces with sealing plastic they are bonded for their entire length with slight pressure by means of a specially developed "placement carriage" with jib, Fig. 5, p. 8.

3.4 Parallel Wire Position - Minimum of Voids

By means of this procedure, a cable cross section with absolutely parallel wires being in perfect six-point (60°) contact and placed closely side by side can be constructed as the section through the PWS shows. The voids amounting to approx. 12.5 % of the cross-sectional area, which closely approaches the theoretical minimum, are filled with the selected plastic without exception. The outer surface portions missing along the circumscribing circle must be supplemented by filling pieces of plastic tape in the area of the cable bands of light metal elements which are roughened on the inside in the steep section. When practical experience is available, attempts should be made to close such gaps at the cable perimeter by specially shaped PWS comprising only suitably shaped partial surfaces on which then soft steel wire is wrapped by the well-known wire-wrapping method. The protective value of the "inner corrosion protection ring", Section 6, p. 9, could thus be doubled.



4. ESTIMATED OUTPUT ACHIEVED WITH THE PROPOSED PROCESS

The equipment permits assembly of 4 PWS approx. 3800 m long in 2 dayshifts each and, when the personnel has become familiar with the job, to place 2 PWS each in the cable in one run during the night shift. Thus, considering on adequately estimated reduction of 25 % for repairs and contingencies at the start, the following output could be achieved:

Each day $0.75 \times 4 \times 3800 \times 18.42 = 210$ t of steel wire,
per working hours $1/24 = 8.7$ t/h.

The average output achieved when fabricating the main cables of the Bosphorus bridge amounted to 4.7 t/h of steel wire, which does not include the additional time required for squeezing the strands by means of the compactors [2].

In the case studied one facility will be used for fabricating 2 cables one after the other located side by side. Thus fabrication of all 4 cables with 2 facilities and 25 % reserve will take a period of

$$\frac{42012}{2 \times 24 \times 8.7} = 101 \text{ working days, i.e. approx. 4 months.}$$

In addition, the compacting otherwise necessary is eliminated.

5. FACILITIES FOR EXECUTION

5.1 Gentle Reeling and Unreeling by Splaying of the PWS

For the gentle reeling and unreeling of the PWS comprising 60 plastic-coated wires with a benchmarked guidewire the special procedure described in [8] is used where the strands are splayed into layers 46 cm wide without twisting and squeezing, carefully avoiding relative longitudinal displacements. Then they are reeled and restored to the hexagonal configuration in a similar way on the site.

5.2 Preparation and Bonding of the PWS

The preparation of the PWS - heating up to 110° C, bonding and cooling down to approx. 41°C is shown in Fig. 2, p.5; the placement at the anchorage in the basement of the abutment is shown in Fig. 3, p. 5. Instead of bonding the last section ahead of the socket, the PWS shall be provided with a two-part shell and, in addition, filled with plastic by a process tested at the writer's location, for in this area damage is known to occur more frequently. Moreover, the basement must be permanently air-conditioned.

5.3 Plastic Deformation of the Plastic Material Decreases the Wire Stresses in the Curved Area

Bending of the bonded strands around the radius of the auxiliary saddle and later the tower saddle poses a serious problem which, however, has now almost been solved by tests.

The bending radius shall be increased at 10 m, if necessary, to 12.50 m, Fig. 4, p. 8, top section. The full normal tension resulting from the PWS deadweight can be brought into effect only by and by through gradually tensioning the PWS first resting on rollers. Prior to placing the PWS laterally into its final position, a period of 25 to 34 hours is allowed to elapse during which the plastic in the spandrels undergoes viscoelastic deformation due to the stresses it is subjected to during the bending process so that the layers of the PWS can be displaced a little in the longitudinal direction (relaxation). Therefore, the forced expansion paths caused by the bends extend over a greater length of the sections adjoining the saddle so that the stresses are substantially decreased gra-

dually due to creepage of the plastic as was proven by long-term tests; see paragraph 7.6, p.11. If the stress relief so achieved is not fully satisfactory, partial inductive heating of the PWS resting on the rollerways of the auxiliary saddle is required during the adaptation process.

5.4 Devices on the Tower Top to Transfer the PWS from the Auxiliary Saddle into the Cable's Cross-Section and for Length Adjustment

After the PWS still resting on the rollers of the auxiliary saddle have been tensioned by special devices such that the tension due to its own weight is nearly full effective, lateral displacement in the vertical plane of the cable area takes place, first down at the anchorage and subsequently at the towers by means of an specially developed group of devices: 2 traverses located normal to each other - type "A" in cable direction and type "B" vertical to them -, 2 bridge cranes, each with trolleys. Prior to lifting, sideways displacement and laying into the cable saddle, a state of equilibrium of the forces effective on the left and right of the cable saddle must be achieved by appropriate pull from the anchorages. For any eventualities, there is still a working surface on the respective strand length of the large span that can be effected with little differential forces until length markings coincide in the cable saddle area.

5.5 Devices for Inserting the PWS by means of "Placement-Carriages" in the Area of Free Cable Run and for Sealing the Cable-Joints

The PWS are put in place in the area between the tower and the splay saddles in the anchor chambers after lateral displacement by means of sliding forming devices which are 4 appropriately constructed "placement-carriages" (shortly named: "pc.") of light metal. They are moved in both directions by the transport-ropes as required. They surround the already assembled parts of cable-cross-section by a Teflon-coated halfround slip sheet, Fig.5, p.8. The top-part of the "pc." can be dismantled quickly to open the inner field of the "pc." and lead in the PWS. The PWS will be stabilized by gliding plates attached to the catwalk-ropes and by 4 tiltable spring-pressed hollow shafts with rollers at their ends. In the centre of the "pc." the PWS which shall be put in the cable-cross-section, will be led and pressed on by a placement-wheel which is attached to the end of a spring loaded tiltable support. The already erected cable parts are gripped by the jib. The PWS are lightly lifted by a laterally inserted "shaped piece" of light metal at the jib head causing only a slight vertical bend. Behind this is arranged a sheet metal encased "injection cell", Fig. 5b, p.8. Besides, this free space can be used for attaching the clamps on the PWS, Fig. 4, p.8. for the longitudinal fine adjustment during the erecting process. To avoid the turning and twisting of the PWS "closed rollers" are placed at the points: 2, 3, 4, 5, and 6, Fig.5d, p.8. Turnings, if any, shall be indicated by the receiver for anglecoded radio signals, Fig. 5c. The twists shall be corrected at the jibheads adequately. The slip plates and guide-rollers adapt the PWS in the right manner to the free run area.

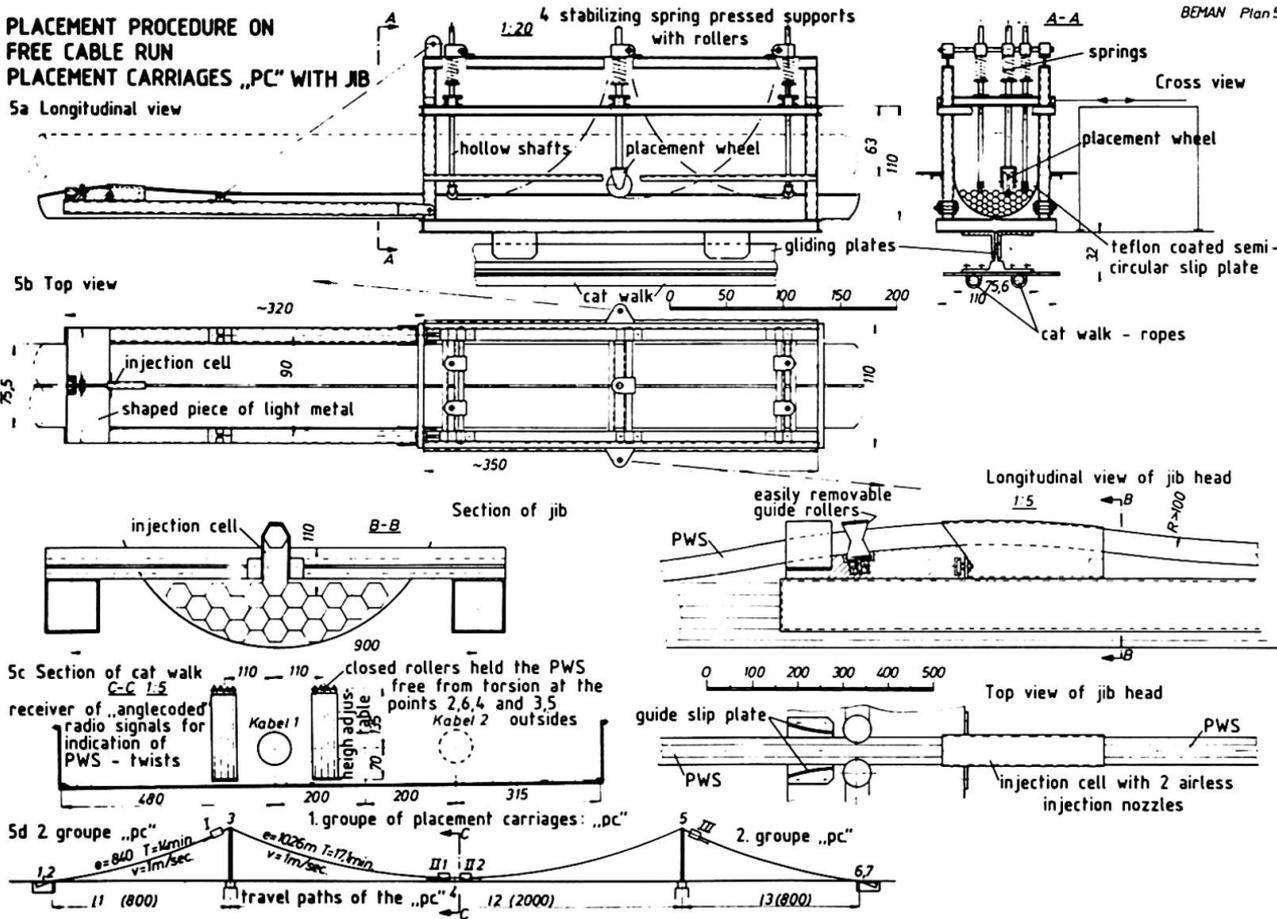
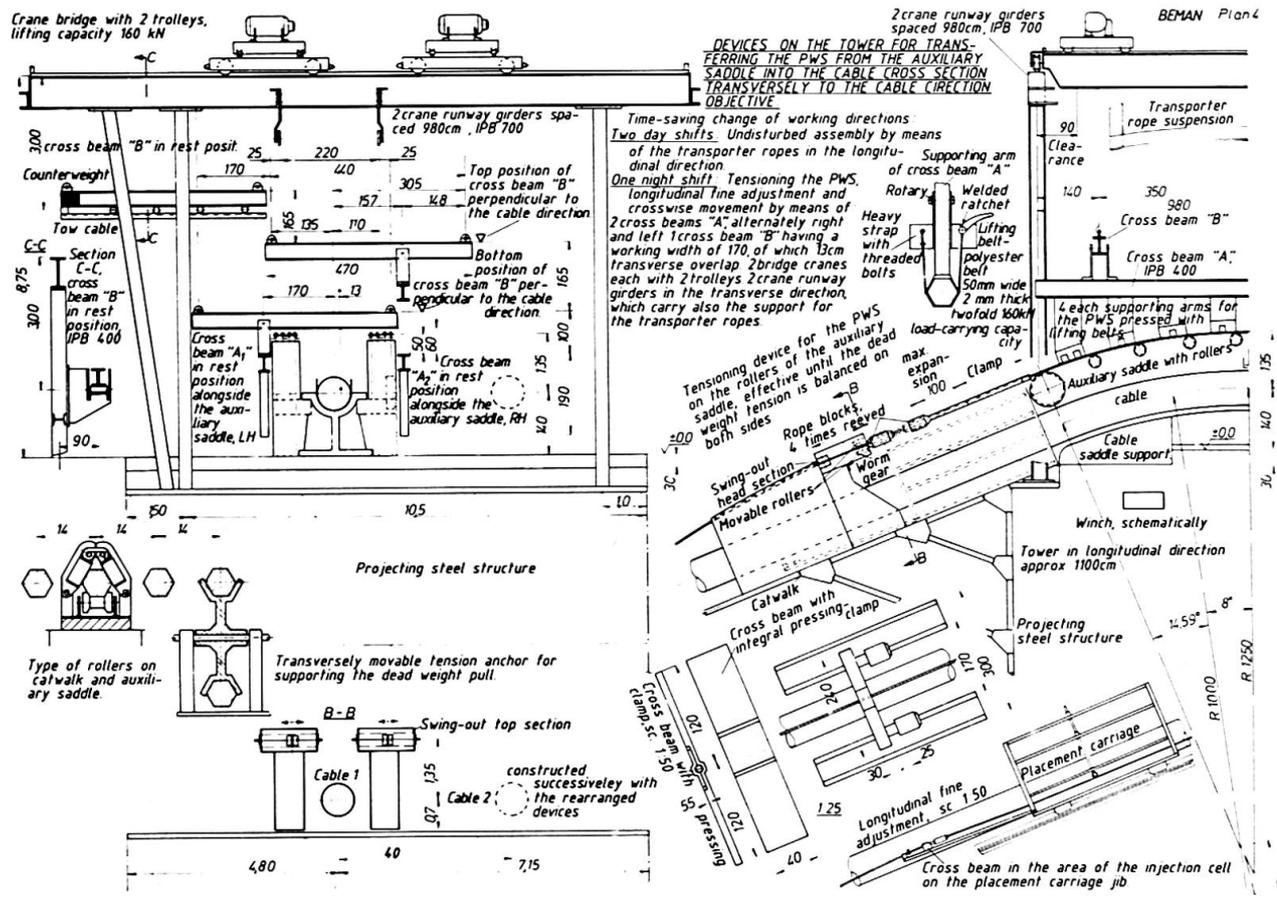
Figure 5d shows the travel paths of the "pc.":

"Pc." II₁ and "pc." II₂ run simultaneously the way 4-3 and 4-5.

"Pc." I and "pc." III run subsequently the way 3-2 and 5-6.

At the same time happens the spraying of the grove with plastic material to seal the joints in the cable-cross-section. As the travel paths are finished the "shaped piece" at the jib head shall be taken out and the two groups of "pc." return after changing the transport-ropes.

Each placement carriage is equipped with light motor, compressor, fuel- and plastic-tanks, and radio transmitter.



6. CORROSION PREVENTION

Even multi-layer plastic sheaths of suspension bridge cables cannot provide long-term protection if the cables are exposed to UV radiation and oxygen in case of sunshine and if, in addition, cracks are generated in the embrittling material at the joints of the cable bands by frequent movements. Therefore, many experts rely only on galvanizing the wires and content themselves with the so-called "wire-wrapping". The cables of the Brooklyn bridge, N.Y., exhibit only minor defects even on the exposed run after 100 years. However, the anchoring sections in the abutment are in a poor condition, which would have required a protection of higher quality. If, however, the service life of so extremely expensive bridges as are being considered here is just about 100 years in an ambient atmosphere of medium aggressivity, the economic usefulness is inadequate, for replacing the main cables of suspension bridges of the sizes in question is hardly possible. Investments of approx. 1500 million dollars possibly required for large-span bridges then would hardly be justified economically. Therefore, in the general interest all specialists in this field are called upon to develop a permanent protection, a highly important creative challenge !

It is well-known that the embrittling plastic sheath at the cable band joints becomes leaky after only a few years so that moist air penetrates into the cable where it precipitates into condensed water. Later on, rainwater and aggressive media such as H_2SO_4 and chlorides penetrate into the interior to an increasing extent. Since little fresh air can enter, hardly any CO_2 particles are added. Moreover, the interior of the cable, in most cases consisting of up to 23 % of voids, does not dry up. Then the "heavy condensate attacks" begin resulting in the formation of zinc hydroxide which, in turn, cannot react further to form protective basic carbonates. It is an important fact that the aggression can cause destruction by corrosion inside the cable in all places at the same time, i.e. on 9211 wires corresponding to a surface area of 20256 cm^2 per unit length, provided a sufficient amount of aggressive media could penetrate. In the interior, only the zinc skin of about 300 gr/m^2 , i.e. about $44 \text{ }\mu\text{m}$ thickness of zinc coating, can provide protection (which is inadequate in the case of heavy aggression !).

The protection system shown in Fig.6, p.10, acts in an entirely different way.

Only when a protective ring - in this case assumed to consist of about 5 layers of galvanized wires - having a circumference of about 199.1 cm and being 3.125 cm thick, consisting of 10 layers of plastic spandrels and 9 narrows of a few μm between wires located closely side by side has been destroyed by the aggressive media, a core having a diameter of still 60.24 cm will be attacked, which would have a tension of $1.25 \times \text{all. } \sigma$ with fully loaded bridge after complete failure of the outer ring. The service life of such a protective ring not exposed to UV radiation will exceed 100 years by far. Since, however, polymeric-organic plastics are subject to ageing under climatic influences, plastic experts refuse to give a quantitative resistance forecast for such a long period, pointing out that sufficiently long observations of the specific material properties are not available. To form an opinion it is important to know that in the arrangement proposed the ratio of possible areas of attack is $20256 : 199.1 = \text{ca. } 100 : 1$. Moreover, the climatic conditions in the interior of the complete filled cable vary little from those in buried pipelines which are proven to be fully functional after 50 years. Furthermore, it should be noted that the plastic considered called "Levasint", an ethylene vinyl alcohol copolymer, was applied to traffic posts, street lamp poles and bridge railings which are exposed fully to UV radiation in various climates and also to the particularly aggressive climate prevailing in Saudi-Arabia.

7.2

Inductive heating with 2 to 4 kHz waves and with a specified speed of 0.33m/sec was found to be fully effective in spring 1984.

7.3

Bonding affectiveness of the wires within the PWS - cable saddle area - was found to be 58.1 kN for a length of 1 m.

7.4

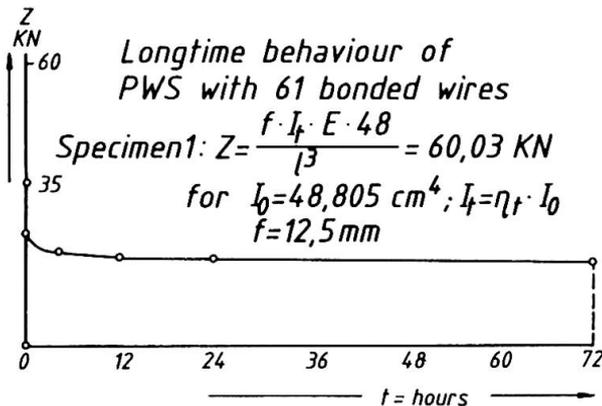
In a long-term test the adhesive capacity of the plastic material was tested on several 7-wire PWS 30 cm long, where a mean displacement of 2.56 mm (in reality only 2.49 mm were existing per wire layer) at $v = 0.1$ mm per second was specified. After a period of 40 h, the decrease in the adhesive stresses was determined to be only 18 %. A subsequent uninterrupted tensile test resulted in another increase by 81 % until ultimate failure. Tests to verify whether this adhesive capacity decreases with time shall be performed in about 3 months.

7.5

When bent on the curved cable saddle, the plastic-bonded PWS behaves like a viscoelastic material. The relaxation behaviour of the PWS and the reduction in the moment of inertia due to creepage of the plastic caused by the shear stresses occurring during bending on the cable saddle having a radius of 10 m was investigated in a long duration test with three 61-wire specimens 1.20 m long. Due to this effect the moment of Inertia

$$I_t = \frac{l^3 \cdot Z}{f \cdot E \cdot 48}$$

and, hence, the bending stresses in the curved area are substantially reduced as is evident from the graph and the table.



Specimen No.	Deflection mm	Z ₀ KN	Z ₁₂ KN	Z ₂₄ KN	Z ₃₆ KN	Z _{72 h} KN	I _{72 h} cm ⁴	η_f for I ₀ = 48,805 cm ⁴
1	12,5	35	19,25	18,00	17,95	17,40	14,15	0,29
2	12,5	29,9	20,17	19,76	19,50	19,40	15,77	0,32
3	6,5	23,7	15,52	15,24	14,90	14,49	22,65	0,46

The results of a long-term fatigue test and the development of a creep rate equation to answer the question which reduction in tension can be expected in the curved area with the time "t". According to [10] the quantities in the equation

$$Z_t = Z_0 \left\{ 1 - \frac{E/E_k}{1 + E/E_k} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{T} (1 + E/E_k)} \right) \right\}$$

shall be determined by long-term fatigue tests.

8. ACKNOWLEDGEMENTS

Acknowledgement should be made to Trefil-Arbed-Drahtwerk, Cologne for furnishing the steel wire, BASF, Ludwigshafen and Bayer AG Leverkusen for the fabrication of the test specimens and to AEG Elotherm, Remscheid for performing the induction heating tests. I am also very indebted to the University of Karlsruhe - the Geodetic Institute for their help in clarifying measurement problems and particularly to the Research Institute for Steel, Timber and Stone for their advice and performance of the tests, first of all Professor Dr.-Ing.G.Valtinat.

The impulse to this task gave the writer's documentation for cable supported bridges in the world combined by order of the Traffic Ministry of FRG, Bonn. The author will now use the occasion to give by this paper his best personal thanks to all professional colleagues who have kindly sent him information for this work. He regrets extraordinary not having been able to return to them a printed summary of his research results for want of public financial means.

9. BIBLIOGRAPHY

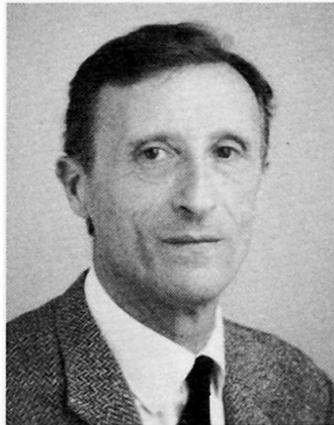
1. STEINMANN, D.B., The Builders of the Bridge, Harcourt, Brace and Company Inc., New York 1955. German by W.Schwerdtfeger: "Brücken für die Ewigkeit", Werner Verlag, Düsseldorf, 1957.
2. KNOX, H.S.G., Bosporus Bridge, Part II, Construction of Superstructure. Proceedings of Institute of Engineers, London, No. 58, p. 552/553.
3. DURKEY, J. L., Advancements in Suspension Bridge Cable Construction. Intern. Symposium of Suspension Bridges. Laborat. Nacional de Engenharia Civil, Lisbon 1966.
4. BIRDSALL, B., Main Cables of Newport Suspension Bridge. Proceedings J. of Str. Div. Vol. 97 No. St. Dec 12, 1971.
5. STÜSSI, F., Long-Span Steel Bridges. Butterworth Scientific Publications, London 1980, p.196-207.
6. TSCHEMMERNEGG, F., Beitrag zur Abschätzung der aerodynamischen Stabilität von Hängebrücken. Diss. Technische Hochschule Graz, 1968.
7. TRIANTAFYLIDIS, Th., Untersuchung des Schwingungsverhaltens von Hängebrücken mit dem Ziel der Ermittlung maximaler Mittelspannweiten. Thesis submitted for a diploma, Chair of Steel and Light Metal Construction, Universität Karlsruhe, 1977/1978.
8. EHRENSTEIN, G. W., Elastisches, viskoelastisches und viskoses Verformungsverhalten von Kunststoffen aus: Belastungsgrenze von Kunststoffbauteilen. VDJ-Handbuch 1975, p. 59 - 79.
9. VALTINAT, G., Beitrag in Festschrift: Otto Jungbluth - 60 Jahre. p. 310 - 327, Technische Hochschule Darmstadt, 1978.
10. USA patent of Nov. 18, 1975, No. 3.919.762
 USA patent of Oct. 3, 1978, No. 4.117.582
 USA patent of Mar. 11, 1980, No. 4.192.057
 Japan patent of Jan. 30, 1979, No. 939.205

Evolution et tendances dans la construction des ponts métalliques

Entwicklung und Tendenzen im Stahlbrückenbau

Evolution and New Trends in Steel Bridges

Pierre MEHUE
Ing. Div. TPE
SETRA
Bagneux, France



Né en 1932. Entre en 1958 au Service Central d'Etudes Techniques puis en 1967 au Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes où il occupe depuis 1974 les fonctions de Chef d'Arrondissement à la Division des Ouvrages en Métal du Département des Ouvrages d'Art.

RESUME

Les progrès réalisés en matière de fourniture des aciers de charpente d'une part et d'usinage d'autre part, ont donné vers la fin de la précédente décennie un essor nouveau à la construction des ponts métalliques en France. Les améliorations apportées concernent surtout les caractéristiques géométriques et mécaniques des aciers permettant de réaliser des structures plus simples et plus robustes, dont la mise en oeuvre s'effectue pratiquement uniquement par soudage et qui présentent de ce fait une meilleure résistance à la corrosion.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Fortschritte im Bereich der Lieferung und der Herstellung von Baustahl haben gegen das Ende des letzten Jahrzehnts dem Stahlbrückenbau in Frankreich zu einem neuen Aufschwung verholfen. Die Verbesserungen betreffen vor allem die Geometrie und die mechanischen Eigenschaften des Baustahls, welche den Bau einfacher und widerstandsfähiger Konstruktionen erlauben. Die Montageverbindungen bestehen praktisch nur noch aus Schweißungen. Damit wird auch ein besserer Korrosionsschutz erreicht.

SUMMARY

The advancement made over the past fifteen years in elaboration and fabrication of steel for welded frameworks led to a new development in building steel bridges in France during the late seventies. Improvements were achieved as regards both geometrical and mechanical characteristics of steel plates to enable a simplification of bridge structures. Moreover, modern bridges constructed by entirely welded frames, consisting of I girders made of rather thick plates, are more resistant to corrosion.



1 - INTRODUCTION

Après une période d'accalmie vers le début de la précédente décennie, la construction des ponts métalliques en France a connu, vers 1978, un certain renouveau dû pour l'essentiel aux progrès réalisés en matière de fourniture et d'usinage des aciers de charpente, ainsi qu'aux efforts apportés au niveau de la conception des ouvrages pour tirer un meilleur parti du matériau et en particulier le rendre moins sensible à la corrosion.

2 - ACIERS DE CONSTRUCTION

Les améliorations apportées dans l'élaboration et la fabrication des aciers pour charpente métallique concernent à la fois les caractéristiques géométriques et les caractéristiques mécaniques des produits fournis.

2.1 - Caractéristiques géométriques

Alors que les textes réglementaires limitaient à 50 mm l'épaisseur des tôles que l'on pouvait utiliser, les produits effectivement mis en oeuvre jusqu'à la fin des années 60 étaient généralement, pour des questions de facilité de soudage, beaucoup plus minces, les valeurs les plus fréquemment adoptées se situant entre 20 et 30 mm. Il était donc nécessaire, pour constituer les membrures des poutres en I, de prévoir :

1 - des semelles de largeur relativement faible (500 à 700 mm) de manière à se prémunir contre l'apparition de phénomènes d'instabilité en cas de sollicitation en compression,

2 - la superposition, dans les zones les plus sollicitées à la flexion, de plusieurs semelles (3 à 5 suivant les cas) dont le raboutage, lors de l'assemblage des tronçons sur le site, étaient assez délicat en raison de la complexité des séquences de soudage conduites dans un ordre très précis pour éviter les déformations et bridages (Fig. 1),

avec les nombreuses sujétions qui pouvaient en résulter au stade de la conception comme de l'exécution.

La possibilité, depuis la fin des années 70, d'obtenir, dans des conditions de production relativement courantes, des tôles de forte épaisseur (50 à 100 mm), jointe au développement des techniques d'oxycoupage évoqué ci-après, a progressivement permis, en faisant appel, sans risque d'instabilité, à des semelles plus larges (900 à 1200 mm) mais en nombre moins élevé, ce qui réduit l'importance des joints de montage et facilite considérablement les opérations de raboutage sur chantier. Dans la mesure où les caractéristiques de l'ouvrage l'autorisent, la tendance actuelle est de constituer chaque membrure de poutre par une semelle unique de largeur constante mais dont l'épaisseur varie par paliers en fonction des sollicitations ; ce qui d'une part simplifie encore l'exécution des joints de montage qui ne comportent pratiquement plus que des soudures bout à bout (Fig. 2) et d'autre part est plus économique puisque supprimant les surlongueurs nécessaires à l'accrochage des semelles additionnelles par des cordons d'angle.

Cette utilisation de tôles fortes a également été étendue, mais avec des épaisseurs plus faibles (20 à 30 mm), aux âmes des poutres en I, renforçant notablement leur résistance aux phénomènes d'instabilité en même temps qu'elle permet un allègement sensible du raidissage et par conséquent une diminution du linéaire de soudure qui améliore de façon substantielle l'économie de l'ouvrage.

Bien entendu la réalisation de joints soudés sur chantier pour des semelles d'épaisseur voisine de 100 mm requiert l'emploi d'un personnel possédant une bonne qualification technique en même temps que la mise au point de procédures de soudage extrêmement précises faisant l'objet de contrôles très rigoureux effectués aux différents stades de l'exécution. Par ailleurs il convient de s'assurer que les tôles possèdent une bonne homogénéité dans le sens de l'épaisseur sous réserve de présenter une certaine susceptibilité au phénomène d'arrachement lamellaire ; homogénéité qui peut être d'autant plus difficile à ob-

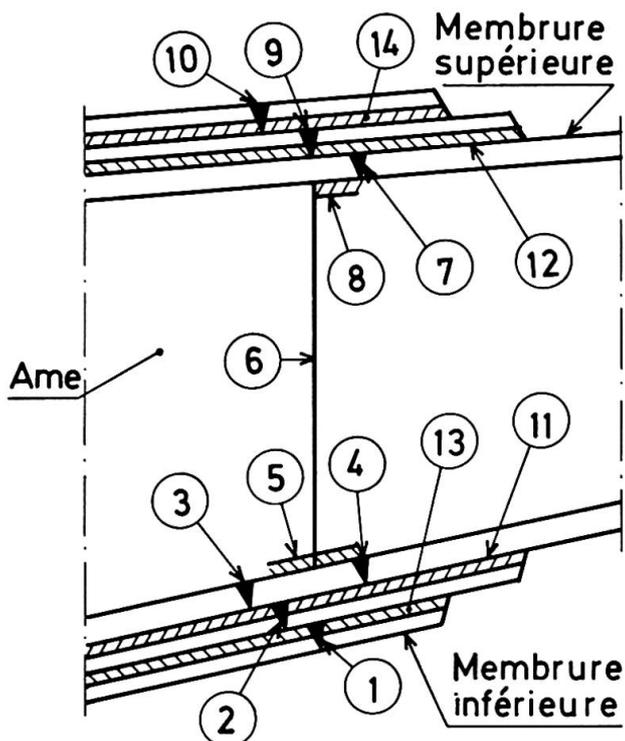


Fig. 1 - Ordre d'exécution des soudures sur chantier pour un joint de poutre en I comportant des membrures à semelles multiples.

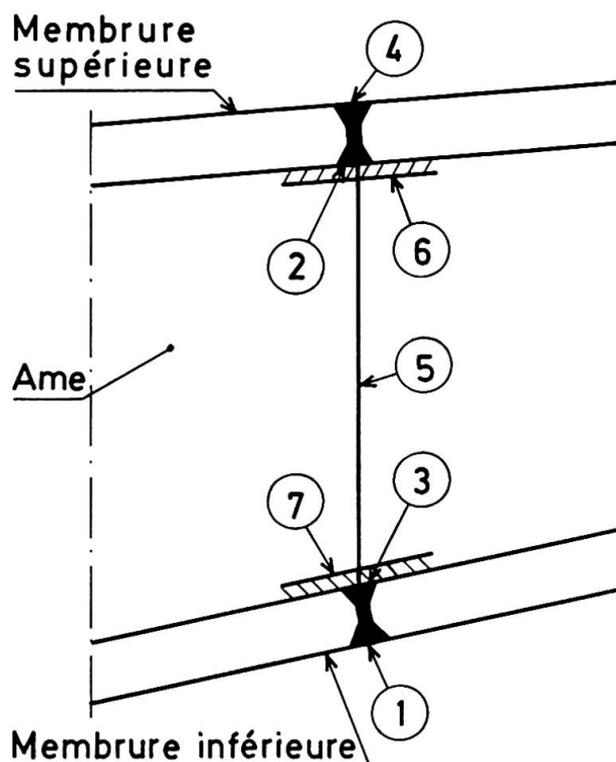


Fig. 2 - Ordre d'exécution des soudures sur chantier pour un joint de poutre en I comportant des membrures à semelle unique.

tenir avec des procédés courants que l'épaisseur est élevée. Il paraît donc préférable, dans les circonstances actuelles, de ne pas chercher à dépasser par trop les épaisseurs maximales utilisées jusqu'à maintenant (120 à 130 mm) sous peine de devoir imposer un minimum de résilience dans le sens de l'épaisseur de la tôle, ou de recourir aux aciers à isotropie améliorée évidemment plus fiables mais dont le coût serait supérieur à celui des aciers actuellement utilisés. Enfin, dernier développement en la matière, la possibilité désormais offerte par les forges de laminier des tôles dont l'épaisseur varie de façon continue ce qui permet d'utiliser au maximum la résistance du matériau en serrant au plus près la courbe enveloppe des sollicitations sans multiplier les rabotages de semelles ou d'âmes d'épaisseurs différentes.

2.2 - Caractéristiques mécaniques

En ce domaine c'est l'apparition, dans le courant de la précédente décennie, des aciers à haute limite d'élasticité de nuances E 355, E 375, E 420 et E 460 définis par la norme française NF A 36-201 qui constitue le fait marquant. Mais si le premier est d'une utilisation maintenant très courante pour les tôles fortes qui viennent d'être évoquées, les derniers n'ont, jusqu'à présent, pas donné lieu à de nombreuses applications dans les ponts métalliques.

De fait si ces aciers offrent un grand intérêt par le gain de poids qu'ils permettent d'obtenir dans les zones les plus sollicitées et où l'utilisation d'acier de nuance inférieure conduirait à des sections trop importantes, il en va différemment dans les autres zones où l'on risquerait d'avoir :

- soit, en raison des impératifs de conception et de fabrication, des sections surabondantes dans lesquelles les performances du matériau seraient mal exploitées,
- soit, si l'on recherche l'utilisation rationnelle du produit, des sections très faibles, conduisant à des éléments assez minces donc relativement sensi-

bles aux phénomènes d'instabilité élastique et aux sollicitations dynamiques, ce qui n'est évidemment pas satisfaisant.

De sorte que jusqu'ici les aciers E 420 à E 460 n'ont été utilisés pour des membrures inférieures de poutres, lorsqu'ils permettaient de diminuer de façon appréciable le nombre ou l'importance des semelles, et uniquement dans les zones où les moments restaient positifs. En effet on avait alors affaire à des poutres hybrides dont les âmes, en acier de nuance inférieure, peuvent être sollicitées, à leur base, au voisinage de la limite d'élasticité de ce dernier, ce qui ne présente pas d'inconvénient dans la mesure où il s'agit d'une traction.

Température (°C)

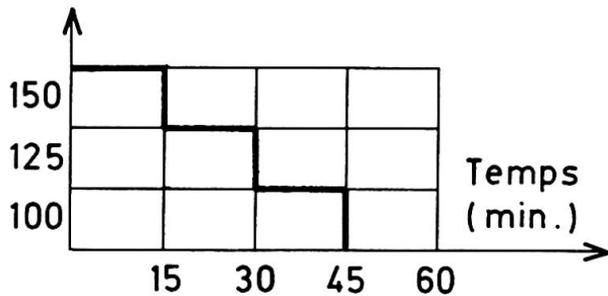


Fig. 3 Conditions de postchauffage pour un acier E 460 préchauffé à 100° C.

Par ailleurs les premières expériences réalisées semblent avoir montré que la mise en oeuvre de ces aciers, sans véritablement soulever de difficultés, posait néanmoins quelques problèmes dus à la nécessité de procéder à un préchauffage (à 100° C) puis à un postchauffage prolongé (125 à 150° C durant 45 ou 30 minutes) d'une réalisation délicate sur chantier (Fig. 3), et par ailleurs susceptibles de provoquer des déformations du métal lors de l'exécution de certaines soudures. A cet égard des recherches ont été effectuées durant ces dernières années pour essayer

de simplifier ces procédures de soudage et en particulier de supprimer le préchauffage ou le postchauffage, en faisant par exemple appel à des aciers dont les propriétés sont obtenues à l'état trempé-revenu.

L'application la plus importante réalisée à ce jour concerne les deux travées métalliques, de 115 m de portée chacune, du pont Mathilde, sur la Seine, à ROUEN (1979), pour lesquelles 270 tonnes d'acier E 460 ont été utilisées pour constituer la majeure partie des membrures inférieures des poutres, permettant de remplacer l'empilement de cinq semelles de 30 mm d'épaisseur initialement prévu par deux semelles de 50 mm d'épaisseur.

Néanmoins, en dépit des progrès accomplis à l'occasion de cette réalisation, il est permis de se demander si :

- d'une part, l'allègement ainsi apporté, qui risque, dans le cas de franchissement plus modestes, de conduire à des structures très souples et par conséquent plus sensibles aux sollicitations dynamiques et au développement de phénomènes de fatigue,
- d'autre part, l'évolution des épaisseurs de tôle précédemment évoquée, ne concourent pas à réserver l'emploi des aciers à haute limite d'élasticité à des ouvrages d'une certaine importance.

3 - STRUCTURE DES TABLIERS

Les progrès accomplis dans l'élaboration et la fourniture des aciers de construction ont eu pour conséquence directe la simplification des tabliers des ponts. En particulier la possibilité d'utiliser des tôles de forte épaisseur a permis en augmentant la largeur des semelles et en renforçant les sections des membrures, de diminuer le nombre des poutres dans les ponts à platelage supérieur et d'arriver ainsi aux structures bipoutres avec dalle de couverture en béton qui ont connu de très nombreuses applications au cours des cinq dernières années.

Dans ce type d'ouvrage, la charpente ne comporte plus, comme son nom l'indique, que deux poutres assez écartées et qui sont reliées :

- soit en tête par des pièces de pont de 0,60 m à 1 m de hauteur, espacées de 3 à 4 m et qui assurent à la fois un rôle de contreventement de l'ossature pen-

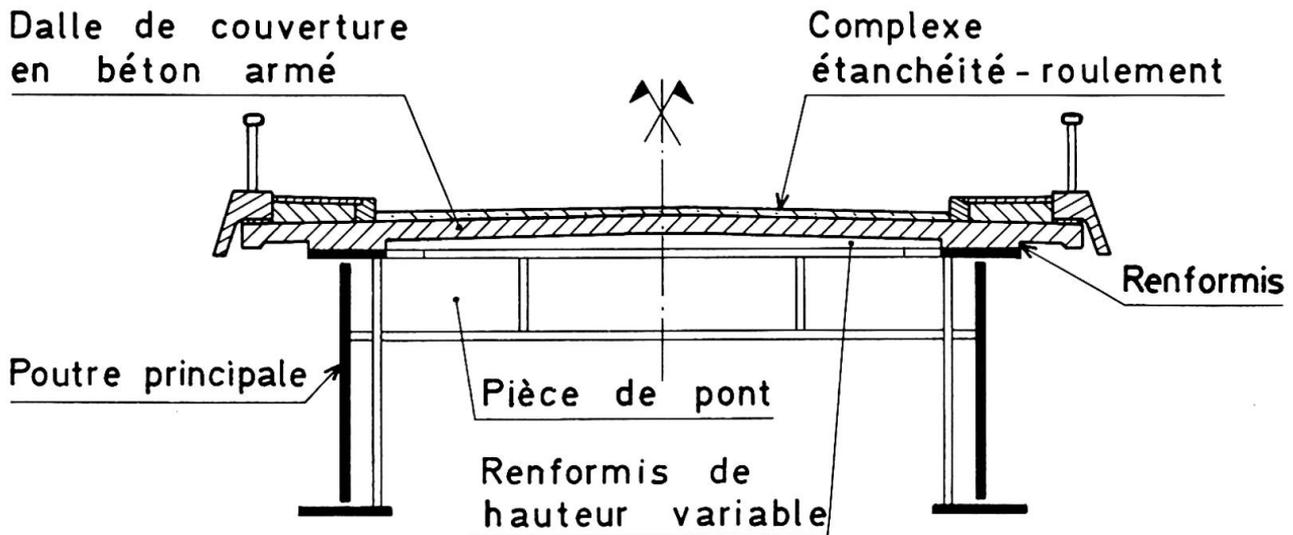


Fig. 4 Pont à deux poutres sous chaussée et pièces de pont.

dant les opérations de montage et de coulage du béton et de soutien de la couverture qui peut ainsi être assez mince (0,22 à 0,24 m) et légère (500 à 600 kg/m²) (Fig. 4),

- soit à mi-hauteur par des entretoises de 0,60 à 0,80 m de hauteur, espacées de 6 à 8 m et qui n'assurent que la fonction de contreventement, de sorte que la couverture, qui ne repose que sur les poutres, est plus épaisse (0,28 à 0,35 m en moyenne) et plus lourde (700 à 800 kg/m²) (Fig. 5), pour des portées et écartements de poutres très variables comme le montre le tableau 1.

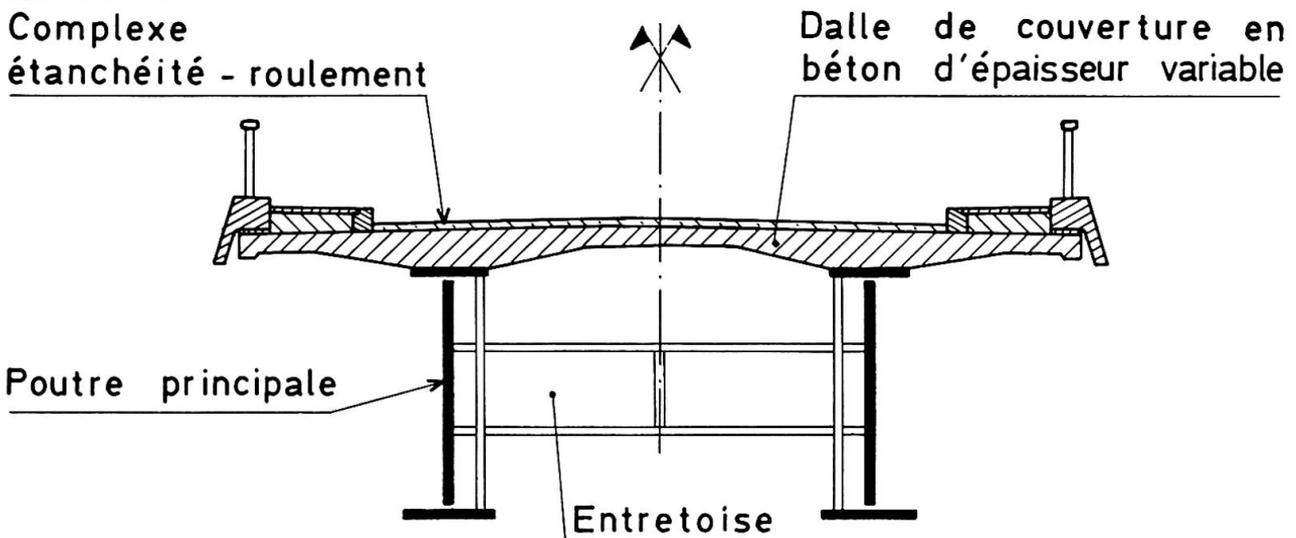


Fig. 5 Pont à deux poutres sous chaussée et entretoise, avec dalle de couverture d'épaisseur variable.

En raison de leur simplicité de conception ces structures peuvent s'adapter très facilement aux plates-formes de largeur variable (échangeurs d'autoroutes) ou présentant un tracé en courbe progressive (clothoïde) moyennant variation de la portée des encorbellements de la dalle ou de l'écartement des poutres qui restent rectilignes.

Par ailleurs toujours pour les ponts à platelage supérieur en béton, les textes réglementaires parus en 1981 consacrent l'usage établi depuis une quinzaine d'années de considérer la dalle comme partie intégrante de la membrure supérieure des poutres et de la prendre systématiquement en compte dans les calculs de résistance, ce qui offre l'avantage de diminuer de façon appréciable la sec-



OUVRAGE	ANNEE	PORTEES (m)	ECARTEMENT (m)		DIMENSIONS MAXIMALES DES SEMELLES UTILISEES (mm)
			DES POUTRES	DES PIECES DE PONT OU ENTRETOISES (*)	
DEAUVILLE	1979	30,50 + 30,50	7,00	4,00	600 x 32 + 550 x 24
DOUAI	1980	87,50	12,00	3,90	1100 x 90 + 900 x 40
SAUCHY	1981	66,40	9,00	3,91	1100 x 120
PLOUVAIN	1981	30,56-49,70-30,56	9,00	3,81	800 x 80
FOURNEAUX I	1981	33,20 + 33,20	10,00	3,69	700 x 62
FOURNEAUX II	1981	60,00	7,00	7,50 (*)	850 x 100
PRESLES	1981	56,00 - 94,00 94,00 - 56,00	3,64	7,50 (*)	750 x 60
SOISSONS	1982	82,00	7,00	4,10	900 x 90
PINAY	1982	45,00 - 75,00 75,00 - 45,00	3,64	7,50 (*)	600 x 60
COURCHELETTES	1982	45,00 - 70,00 70,00 - 45,00	10,40	4,00	960 x 84
NOGENT	1983	33,00-59,50-33,00	6,00	8,50 (*)	800 x 90
SAUMUR	1983	23,54 - 33,70	10,00	3,92	750 x 62
LIVINHAC	1984	59,04 - 59,04	6,80	4,00	800 x 90
CRETEIL	1984	32,00 - 61,70 70,25 - 34,80	10,00	4,75	950 x 130

Tableau 1 Caractéristiques principales de quelques ponts bipoutre construits depuis 1979.

tion d'acier de cette dernière, mais exige évidemment que soit assurée une liaison efficace des deux matériaux de manière à former véritablement une structure mixte. Parallèlement l'habitude a été prise de tirer parti des phases de bétonnage, quasi inévitables sur un ouvrage de quelque importance, pour faire intervenir plus tôt le béton dans les sections les plus sollicitées et réaliser un léger gain d'acier de charpente au niveau des membrures supérieures. Enfin ont été également construits des ouvrages composites constitués par la juxtaposition, dans un même franchissement, de tabliers métalliques et de tabliers en béton précontraint définis pour être utilisés chacun au mieux de leurs possibilités en tenant compte des particularités de la brèche et du site. Ainsi le pont Mathilde déjà cité comportant un ouvrage en béton précontraint de 250 m de longueur flanqué de deux travées métalliques de 115 m de longueur reposant sur des consoles de 38 m de portée.

4 - EXECUTION DES CHARPENTES

Cette évolution de la conception des ouvrages n'a évidemment été possible qu'en raison des progrès réalisés dans l'exécution des charpentes et notamment dans le domaine de l'usinage, de l'assemblage et de la manutention des éléments.

4.1 - Usinage

Il s'agit surtout là de la préparation des pièces et plus particulièrement du traçage et du coupage, qui se situent en tête de la chaîne de fabrication, et pour lesquels la recherche d'une meilleure rentabilité passe par :

- l'utilisation optimale du matériau basée, pour le débitage d'une tôle de dimensions données, sur la meilleure imbrication des pièces devant en être tirées,
 - l'adaptation du matériel aux cadences d'exécution prévues (machines d'oxycoupage à axes multiples permettant un travail à plusieurs chalumeaux, machines à chalumeaux montés sur têtes tournantes, etc ...),
 - l'amélioration des procédés existants (oxycoupage au moyen de buses à haut rendement augmentant sensiblement la vitesse de coupe),
 - la mise en oeuvre de procédés plus performants (coupage au laser ou par fusion plasma),
- avec commande photoélectrique pour la lecture des informations qui sont généralement fournies sous forme de dessins.

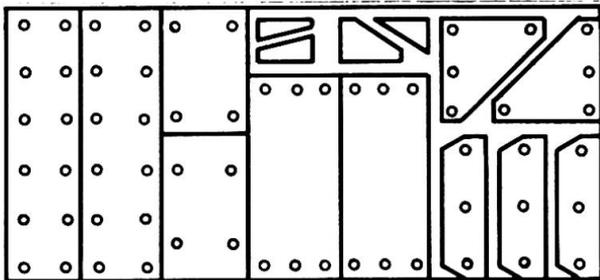


Fig. 6 Exemple d'imbrication optimale de pièce à découper réalisée par machine à commande assistée par ordinateur.

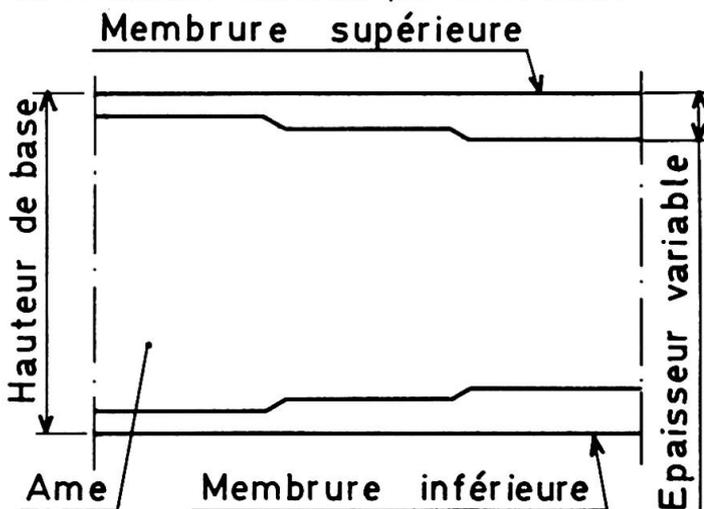


Fig. 7 Mise en oeuvre d'âmes poutres dont la variation d'épaisseur des membrures s'effectue par l'intérieur.

4.2 - Assemblage

C'est essentiellement l'extension des techniques de soudage, en usine comme sur le site, qui constitue ici le fait marquant, conduisant, lorsque la structure et le mode de montage choisis s'y prêtent, à la suppression des joints boulonnés :

Plus récemment a été introduite la commande numérique par ordinateur qui, à partir d'informations désormais fournies sous forme géométrique et non plus optique, permet :

- d'améliorer la précision du découpage, souvent nécessaire pour recourir à de nouvelles techniques de soudage qui imposent des tolérances plus réduites,
- d'effectuer automatiquement l'optimisation de l'imbrication des pièces à obtenir à partir des tôles disponibles (Fig. 6),
- de gérer au mieux le stock de tôles brutes, de pièces découpées et de chutes utilisables ultérieurement,

avec établissement de programmes capables d'enchaîner sur un même banc le traçage, le découpage et le chanfreinage automatiques des tôles sans intervention d'aucun opérateur. Ce qui aboutit par exemple à la mise en oeuvre d'âmes de poutres adaptées au changement par l'intérieur des épaisseurs des semelles et tirant ainsi meilleur parti des performances de l'acier en excentrant au maximum les membrures dans chaque section (Fig. 7).



- pour les âmes et les membrures des poutres, par souci d'esthétique et de commodité,
 - pour les pièces de pont, entretoises et contreventements,
 pour déboucher sur la réalisation de charpentes de facture entièrement soudée. Sur le plan technologique, commencent aussi à se mettre en place des processus automatiques de soudage capables d'effectuer des opérations répétitives sur des pièces simples (pièces de pont, raidisseurs d'âme, etc...) ou de garantir un respect accru de certains paramètres de soudage tels que le contrôle de l'apport d'énergie ou du positionnement de l'arc sur le joint à réaliser.

4.3 - Manutention et fabrication .

Les ateliers des usines de construction métallique ont également été rendus plus opérationnels par la modernisation des équipements (ponts roulants de forte puissance, vireurs et mannequins de grandes dimensions, etc ...) et l'aménagement d'aires libres de superficie étendue, qui concourent à la réalisation en usine de grosses unités supprimant une partie des reprises et rabotages qui étaient antérieurement exécutés sur le site.

Toutes modifications qui ont permis de diminuer le nombre d'heures de travail par tonne d'acier mise en oeuvre, qui est passé, pour des ouvrages de caractéristiques relativement courantes à environ 18 contre 24 il y a une dizaine d'années, et par conséquent de diminuer le coût de la production.

5 - RESISTANCE A LA CORROSION

La corrosion des charpentes en acier, en raison des dégradations qu'elle est susceptible de causer aux structures d'une part, et des dépenses qu'il faut engager pour s'en protéger d'autre part, reste souvent la préoccupation majeure des gestionnaires d'ouvrages métalliques.

Aussi convient-il de souligner que les ponts modernes, dont les charpentes :

1 - font appel à des formes simples (poutres à âme pleine, comportant peu de raidisseurs), bien aérées, facilement accessibles, et qui sont étudiées pour éviter la rétention ou la stagnation des eaux de ruissellement ou de condensation,

2 - utilisent pour les éléments structurels des tôles relativement épaisses, qui présentent par conséquent moins de surface exposée au milieu ambiant,

3 - comportent en général des assemblages soudés, donc étanches, sont beaucoup moins sensibles à la corrosion que les ponts anciens constitués assez souvent de poutres en treillis à triangulation fine, avec des tôles minces assemblées par rivetage et de ce fait très vulnérables à l'action de l'humidité.

Par ailleurs, l'efficacité des chapes ou des couches d'étanchéité posées sur les dalles de couverture s'est également accrue, diminuant les risques d'infiltration des eaux.

Enfin d'importants progrès ont également été réalisés en matière de protection qui permettent d'exiger des garanties relativement sévères et soigneusement définies sur le plan quantitatif comme sur le plan qualitatif.

6 - CONCLUSION

Ce bref exposé montre que des progrès importants ont été accomplis au cours des dernières années dans la construction des ponts métalliques, et qui sont pour une part à l'origine du renouveau précédemment évoqué, mais qu'il convient évidemment de poursuivre dans cette voie, de nombreuses améliorations pouvant encore être apportées dans divers domaines.

BIBLIOGRAPHIE

OFFICE TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE L'ACIER - Bulletins "Ponts métalliques" n° 7 (1980), n° 8 (1982) et n° 9 (1983).

Torsional Fixation of Girders in Cable Suspended Bridges

Fixation des tabliers des ponts suspendus ou à haubans contre la torsion

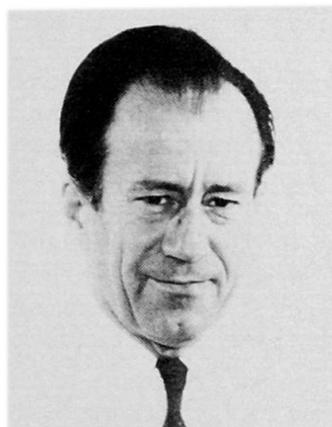
Torsionsfesthaltung von Versteifungsträgern in Hänge- oder Schrägseilbrücken

Klaus H. OSTENFELD
Head of Bridge Department
Cowiconsult
Virum, Denmark



K.H. Ostfeld, P.E., born 1943, M.Sc. in Civil and Structural Engineering from Technical University of Copenhagen and registered professional engineer in the U.S. has worked as bridge engineer in the United States and France for many years. Since 1977 he has been with Cowiconsult in Copenhagen, responsible for the design of several long span bridge.

Georg HAAS
Consult. Eng.
Cowiconsult
Virum, Denmark



G. Haas born 1922 is Diplom Engineer from the Technical University of Graz, Austria. Since 1953 he has been with Cowiconsult in Copenhagen where he has been prime responsible for conceptual and detailed design of major suspension and cable stayed steel bridges, and other major steel structures.

SUMMARY

A new concept for cable suspended bridge girder supports at main towers has been developed for a bridge under construction in Denmark. The girder is free to translate vertically under load without restraint, whereas torsional rotations are prevented. The system employs interconnected hydraulic cylinder pendulums in a passive circuit. The continuous elastic suspension of the continuous girder in suspension and cablestayed bridges provides an even sectional force distribution. The system also presents aesthetic advantages due to uninterrupted girder suspension through tower.

RESUME

Pour un pont à haubans au Danemark, une nouvelle conception des appuis du tablier aux pylônes a été développée. Le tablier peut se déplacer librement dans le sens vertical sous l'effet de la charge, tandis que des mouvements de torsion sont exclus. Le système est conçu de pendules de cylindres hydrauliques dans un circuit passif. La suspension élastique continue du tablier dans un pont suspendu ou à haubans assure une distribution des contraintes sans discontinuité majeure. L'omission d'appuis fixes aux pylônes présente également un avantage esthétique dû à la suspension ininterrompue du tablier aux pylônes.

ZUSAMMENFASSUNG

Ein neues Konzept für die Lagerung des Versteifungsträgers an den Pylonen von kabelunterstützten Brücken wurde für eine Brücke in Dänemark entwickelt. Der Träger kann zwangsfreie lotrechte Translationen ausführen, während er gegen Torsionsdrehungen festgehalten ist. Das System arbeitet mit passiven druckverbundenen hydraulischen Zylinderpendeln. Die kontinuierliche elastische Aufhängung des Trägers in Hänge- und Schrägseilbrücken führt zu einem Ausgleich der Schnittkräfte. Das System hat mit der freien Führung des Trägers durch die Pylone auch ästhetische Vorteile.

1. INTRODUCTION

In cable-suspended bridges the girder is generally rigidly supported at the main towers as opposed to the otherwise flexible or elastic support provided by the suspension cables, hangers or stays. This principle generates an unfavourable moment distribution with concentration of sectional forces and local strengthening requirement close to the support at the towers. Such strengthening often complicates the fabrication of the girder and, therefore, affects cost unfavourably.

A moderate sectional force distribution is accomplished if the stiffening girder is elastically suspended in the cables only, with the girder free to move vertically under load. However, the girder must be restrained at the towers against torsional rotations to achieve the necessary rigidity for the comfort of the traffic, and, in particular, to assure sufficient aerodynamic stability.

A relatively simple restraint system satisfying these requirements has been developed for the Farø Bridges, presently under construction in Denmark and scheduled to be completed by mid 1985.

The \$ 100 mio. bridge project consists of two continuous steel box girder superstructures, 1600 m and 1700 m long, respectively. One of the bridges comprises a cablestayed navigation span of 290 m with adjacent side spans of 120 m.

The bridge girder for both bridges has been designed as an aerodynamic closed single-cell all welded steel box girder with an orthotropic deck. The bridges are continuous from coast to coast and are corrosion protected internally by means of a dehumidification plant. Particular consideration was paid to rational and industrial fabrication of the approx. 23,000 t of steel and to the erection of the bridge girder in full span segments, each 80 m in length with weight of 600 t. The project is optimized with regard to initial construction cost and low maintenance cost over its design service life. Structural elements with less than 100 years life expectancy are easily replaceable, including cable stays.

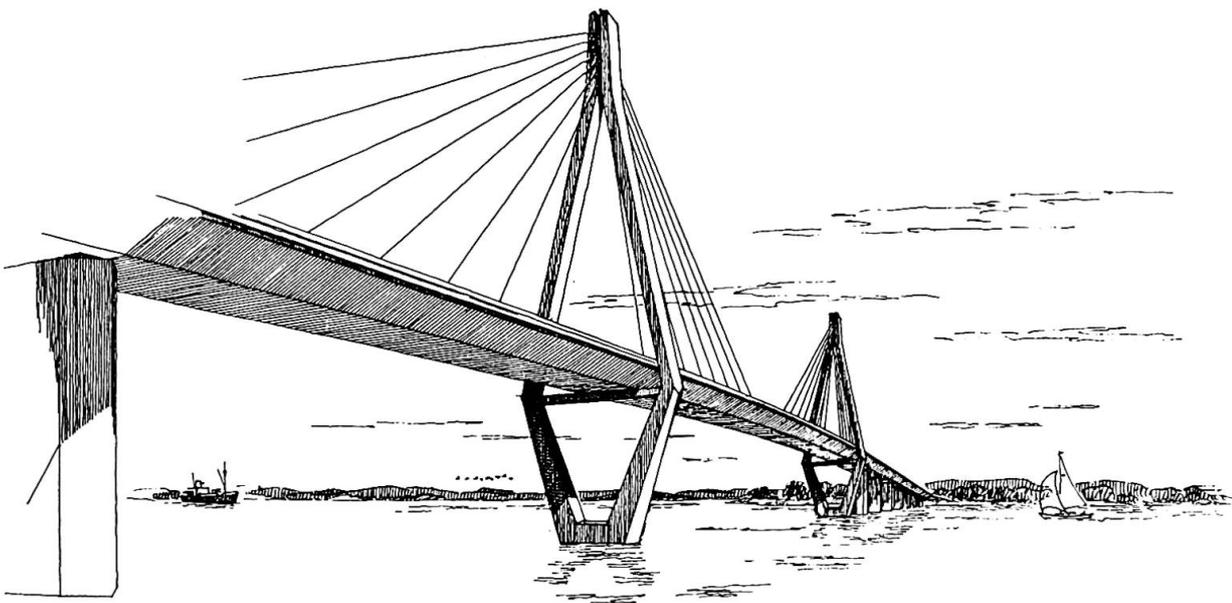


Fig. 1 Farø Bridges, Cable Suspended Section Perspective

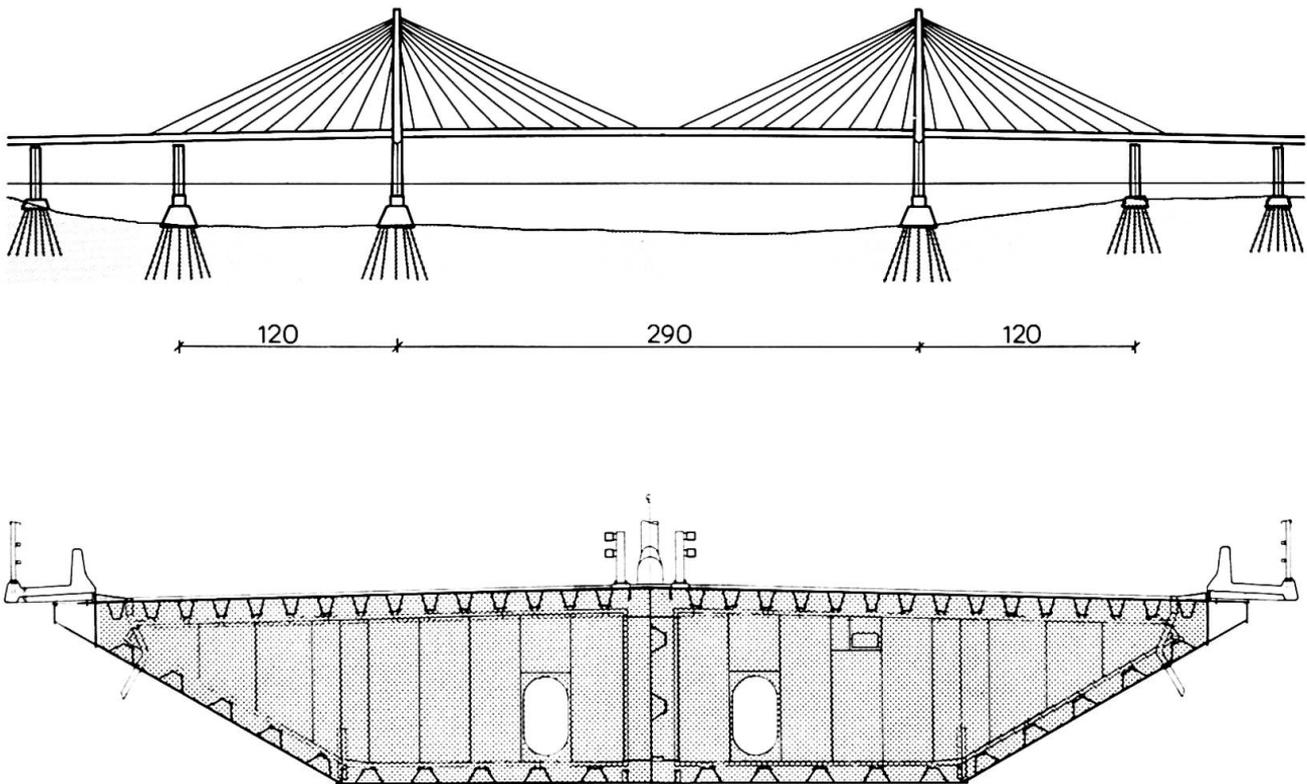


Fig. 2 Farø Bridges, Cable Suspended Section and Cross Section of Box Girder. The bridge carries a four-lane motorway.

The cablestayed bridge girder is suspended in concrete towers by means of a single multi-cable stay system with fan shape arranged in the median of the bridge.

The cross section is constant throughout the bridge, and vertical support is provided only by the cable stays between the anchor piers. The structural arrangement of supports and bearings at the towers is illustrated on figure 2. The support system may be divided into three distinct parts:

- a) a torsional fixity of the girder, permitting vertical translations of the girder, but preventing torsional rotations;
- b) a lateral support of the girder, preventing sideways due to wind loads;
- c) a longitudinal support at one of the bridge towers to absorb braking, mass- and bearing friction loads for the 1700 m long continuous girder. In order to eliminate an unfavourable horizontal restraint of the girder at the tower, inducing torsional moments in the tower, these bearings incorporate elastic supports.

The elastic suspension arrangement through the towers has the effect of equalizing the sectional forces in the stiffening girder such that, among others, the traffic induced positive and negative moments are readjusted to the same order of magnitude. Hence, redistribution of sectional forces at the towers will be unnecessary and all plate thicknesses in the continuous girder cross section can be maintained throughout the cablestayed spans.

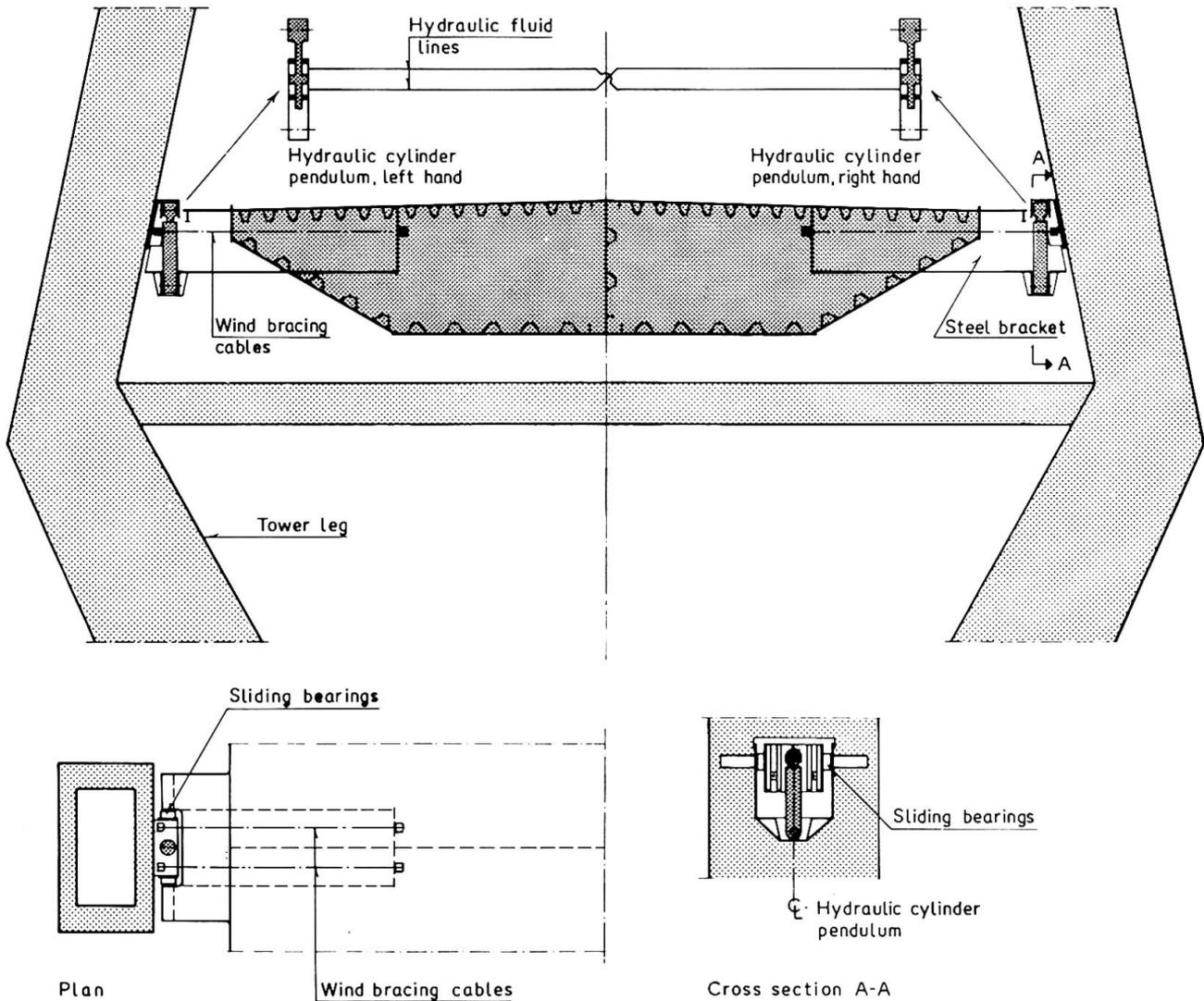


Fig. 3 Connection Arrangement between Tower and Box Girder.

2. TORSIONAL FIXITY OF THE GIRDER

The functional requirement a) has been solved by a system of hydraulic cylinders arranged close to tower legs.

Due to desired degrees of freedom of the girder, the hydraulic support cylinders have been arranged as pendulums, ref. figures 3 and 4.

The hydraulic cylinder pendulums are double-acting and are designed to work in a closed passive hydraulic system for maximum reliability. Thus, the hydraulic fluid pressure will develop exclusively due to forces from the girder due to traffic and wind loads.

The two chambers in each cylinder are connected cross-wise with corresponding chambers in the opposite cylinder. Same effective piston area in all pressure chambers is assured by throughgoing piston rod.

A vertical translation of the girder leads to hydraulic fluid movement from the lower chamber in one pendulum to the upper chamber in the opposite pendulum, and vice versa. The resistance being only the hydraulic fluid movement resistance in the fluid lines, which - as a by product - provides a favourable viscous damping. The girder is, thus, free to move in a vertical translation.

For pure torsion no fluid movement will take place and the girder will be torsionally fixed by the build-up of differential hydraulic pressure on the opposite sides of the pistons.

The hydraulic system is, of course, equipped with a feeding arrangement for hydraulic fluid and volume variations of fluid and chambers compensated for by pressure equalizers. Furthermore, the system is ensured against excessive pressures by high-pressure safety valves.

In case of failure in the hydraulic system by leaking gaskets or other malfunction, the torsional rotation of the girder will be limited by mechanical stops in the hydraulic cylinders. Even if this emergency system is activated the maximum cross slope of the bridge girder will in no case exceed 10 o/oo.

During normal service load conditions, the forces exerted at the pendulum are expected to be rather low, only 15 to 25 percent of the ultimate capacity of the cylinders. Thus, high dependability and long durability is expected with low risk of failure.

The hydraulic suspension arrangement provides an excellent means for verification of torsional moments simply by hydraulic pressure registration. Pressure transducers are, therefore, incorporated and readings recorded by a datalogger system used for the overall instrumentation system for the cable-stayed bridge. Simultaneous readings of wind velocity and direction, as well as traffic loads and hydraulic pressures will enable the collection of additional information regarding bridge loads to compare with the actual design criteria used for this bridge and for future bridges.

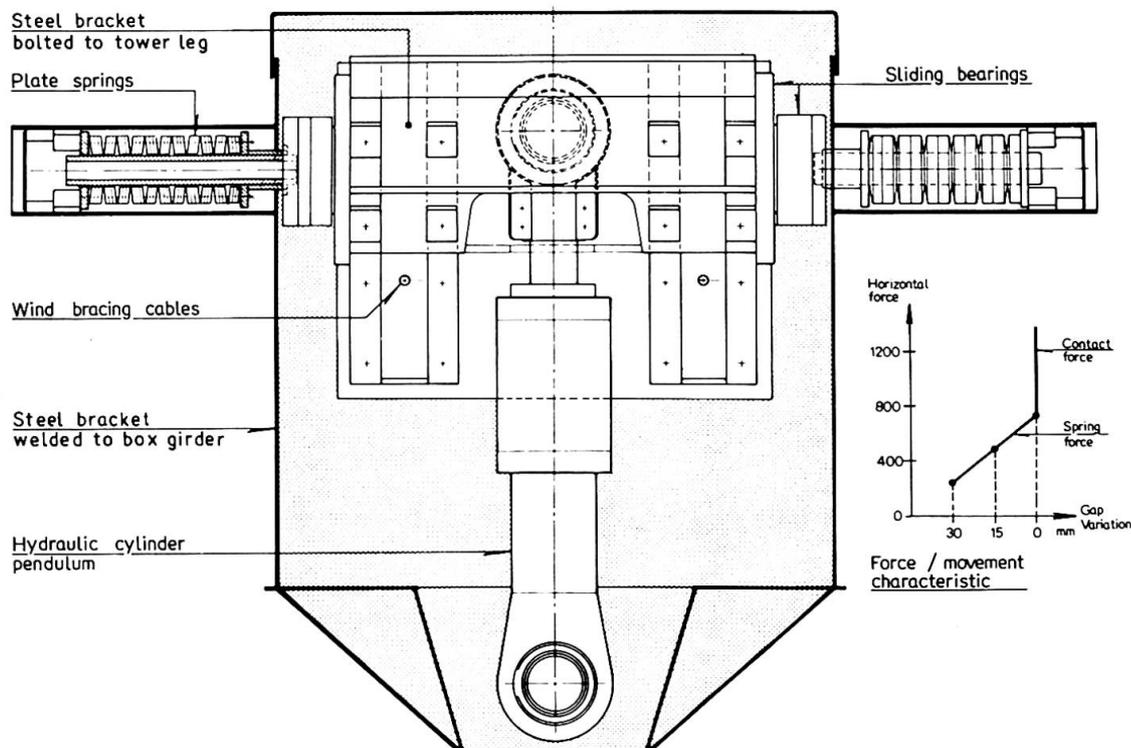


Fig. 4 Hydraulic Cylinder Pendulum and Longitudinal Support of Stiffening Girder. (View direction is indicated in Figure 3, Cross Section A).



3. LATERAL SUPPORT OF THE GIRDER

Lateral wind loads on the bridge girder will be transferred from the girder to the tower legs by means of wind bracing cables arranged so as to permit the relative movements between girder and tower without restraint. Cables will be moderately pretensioned to eliminate sag and lateral movement of the girder under wind load. The variation in pretension of the cable due to forced deflection by longitudinal and vertical girder movements will be small because of relatively small displacements compared to the length of the cable.

4. LONGITUDINAL SUPPORT OF THE GIRDER

The support of the girder lengthwise, refer figure 4, is arranged only at one of the two towers. This fixity is arranged by means of spherical bearings, movable in both directions on a vertical plane perpendicular to the bridge axis. A stack of plate springs between structure and bearing permits elastic support with elasticity of ± 15 mm. The springs are slightly preloaded in order to ensure that the bearings in all situations are in positive compression. The elastic support prevents moment transfer to the pylon (torsion in the tower shaft). The characteristics of the plate springs are arranged as indicated in figure 4.

A fundamental consideration for the choice of this system is the extreme long continuity of the 1700 m girder without any intermediate expansion joints over. The girder, thus, has a very high mass for longitudinal movements. Although no permanent bearings are contemplated at the other tower, temporary bearings may be installed during maintenance operations.

5. STRUCTURAL CONFIGURATION

All three systems of girder supports are installed in welded steel brackets, bolted to the concrete towers at each leg and welded to the girder faces, respectively. The arrangement is illustrated on figure 3.

6. MAINTENANCE AND SERVICE

The support structures are arranged so as to provide visual checking possibilities. All components may be replaced without imposing any traffic restrictions. The functional behaviour as intended of the support structures will be monitored continuously by means of the previously mentioned instrumentation, providing amongst others remote indications. Instrumentation regarding supports at the towers will record:

- a) Hydraulic fluid pressure variations in the hydraulic torsional support
- b) Cross slope of the girder at the towers
- c) Relative movements between girder and tower by mechanical indicators
- d) Longitudinal forces by pressure transducer

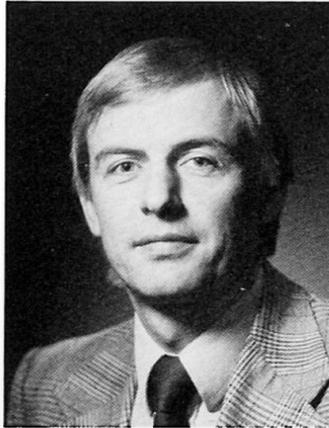
The surveillance of the bridge will be commanded from a central facility with computer facilities, which will be arranged by the bridge authority close to the bridge.

Burlington Northern Railway Overpass, Burnaby, BC

Viaduc du Burlington Northern Railway, Burnaby, BC

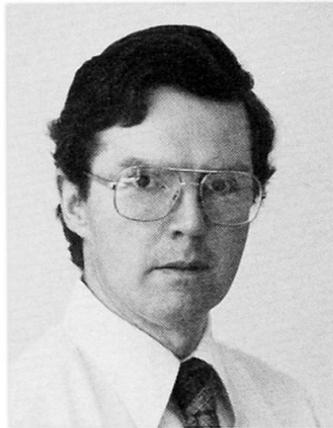
Die Überführung der Burlington Northern Railway in Burnaby, BC

John LONGSTAFF
Res. Eng.
AESL
Vancouver, B.C., Canada



John Longstaff, born in 1950, obtained his civil engineering degree at the University of Bristol, England. J. Longstaff has since worked on the design and construction of a variety of concrete and steel bridges in England, Hong Kong and now Canada, where he is presently supervising completion of the subject structure.

Andrew RUSHFORTH
Chief Struct. Eng.
Graeme & Murray Consult.
Vancouver, B.C., Canada



Andrew Rushforth, born in 1940, obtained his civil engineering diploma at Loughborough University of Technology, England. A. Rushforth has been involved in the design and construction of bridges, buildings, atomic power station structures and other projects in the U.K. and Canada for 21 years.

SUMMARY

This structure is an unusually curved structure built in an area of peat and soft silt deposits up to 20 metres deep. It features the use of continuous curved steel box girders, specially designed rubber pot bearings and steel pipe piles. This paper describes some of the unusual difficulties and the solutions adopted in pile and pile cap construction and girder fabrication and erection.

RESUME

Cette structure, de courbure très prononcée, est construite dans une zone de tourbe et de dépôts limoneux meubles d'une profondeur atteignant 20 mètres. Elle est caractérisée par l'emploi de poutres à caisson métalliques continues et courbes, d'appuis spécialement conçus et de pieux métalliques circulaires remplis de béton. L'article décrit certaines des difficultés exceptionnelles rencontrées et les solutions adoptées dans la construction de pieux et de têtes de pieux et dans la fabrication et le montage des poutres.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Bauwerk ist eine aussergewöhnliche, gekrümmte Brücke. Sie steht in einem Moorgebiet, dessen Bodenschicht bis zu einer Tiefe von 20 Metern aus Torf, Schluff und Feinsand besteht. Die Konstruktion verwendet gekrümmte Stahlkastenträger, speziell entworfene Gummitopflager und Stahlrohrpfähle. Dieser Bericht beschreibt einige der Schwierigkeiten und die angewandten Lösungen für die Pfahl- und Pfahlrostausführung, sowie der Trägeranfertigung und deren Montage.

1. INTRODUCTION

This overpass carries a four lane urban link road with approach ramps eliminating a heavily-trafficked at-grade railway crossing. Property restrictions and the need to distribute traffic onto local roads to reduce the impact on nearby residential areas dictated the complex horizontal and vertical geometry.

The geometrical alignment features a main structure on a transition to 160 m radius, 250 m long and up to 30 m wide, and two approach ramps varying from straight to 80 m radius each approximately 240 m long by 6 m wide.

The superstructure comprises single and multiple continuous rectangular steel box girders up to 1.8 m deep with spans between 28.0 and 51.0 m, and a cast-in-place reinforced concrete deck slab utilizing ribbed metal decking for permanent formwork.

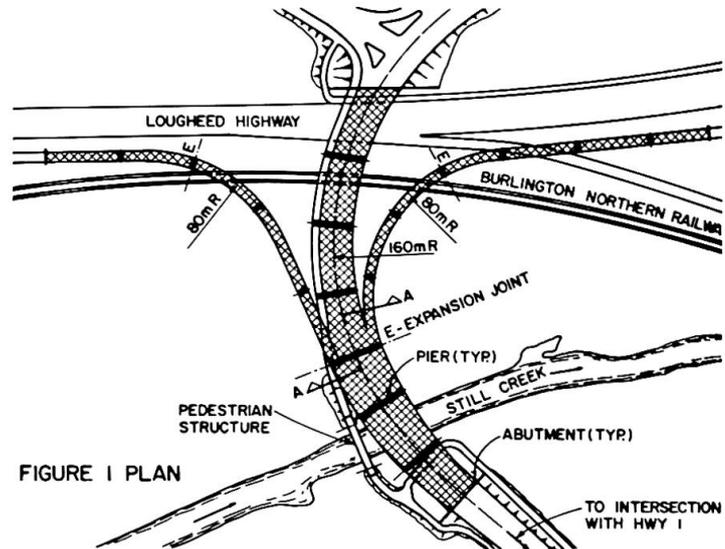


FIGURE 1 PLAN

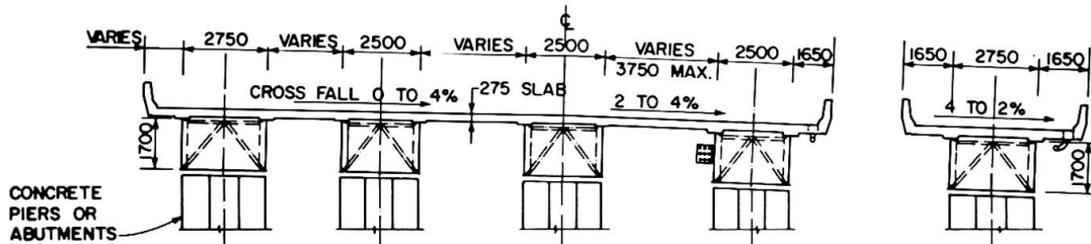


FIGURE 2 SECTION A-A

The foundations feature the use of concrete-filled steel pipe piles to resist the high moments and forces which may be induced due to seismic loading. No lateral support is provided by the peat and silt layers over most of the length of the piles. A working slab was provided, supported off the piles to support the cast in-situ concrete pile cap.

This paper describes the construction techniques adopted and the method of calculating the variable girder plate geometry.

2. SUBSTRUCTURE CONSTRUCTION DETAILS

2.1 Piling

Ground conditions comprise a layer of peat up to 10 m deep overlying 2 m to 10 m of soft silt and 2 m to 5 m of glacial till, with sandstone bedrock below. The layers of peat and soft silt provide no horizontal restraint and in fact may induce high horizontal loads on the piles under seismic conditions. Concrete-filled steel pipe piles were selected for their greater flexibility in resisting high bending moments induced in each pile. A combination of closed-end pipe piles, battered at 1:3 or 1:4, driven to end bearing in the glacial till, and vertical drilled-in pipe piles socketed into the till and sandstone was chosen. Pipe diameter varies from 406 mm to 762 mm and wall thickness from 9.53 mm to 15.88 mm, including an allowance for corrosion on the outside of the piles.

Stability of the piling rig in the soft ground conditions was a major concern, particularly for the larger diameter pipe, which, coupled with the heavy diesel hammer and the rake of the leads, produced a high overturning moment. Large timber pads measuring 6-m x 3-m in up to two layers were placed upon a layer of hog fuel (wood waste product) for rig support and movement. The larger diameter piles were driven only along the axis of the rig, (forwards or backwards), although the 406 mm and 508 mm diameter piles could also be driven with the leads battered to the side at some locations. Piles were handled in maximum 14.0 m lengths and spliced together in the piling leads by a butt-welded connection where necessary.

No driving of the piles was generally required through the peat layer since these penetrated under their own weight and had to be supported during splicing to prevent them from sinking. However, for the larger 762 mm diameter piles, a considerable positive buoyancy occurred at depths over 20 m and the diesel hammer weight was only just sufficient to push them into the top of the silt layer. Driving thereafter achieved a satisfactory embedment into the silt and glacial till, which easily overcame the uplift forces. A number of piles were checked, after driving and before concrete placement, for signs of uplift including a second pile set, but none was evident. Had these piles been much larger, they would probably have had to be driven either part filled with water or a dry concrete plug to overcome the buoyancy.

The control of pile location and batter was often a problem in the soft ground, particularly where underground obstructions such as boulders were encountered. In some instances, it was possible to extract and re-drive the piles, but often it was preferable to allow a pile drift out of position rather than hold it rigidly at the surface and risk bowing or buckling of the pile. At two locations where this did occur, new piles had to be driven.

The use of pipe piles, later filled with concrete, proved to be an entirely satisfactory solution in these ground conditions, both from a handling point of view and also for inspecting pile shaft alignment after driving. Any bow or buckle in the pile would have considerably reduced the capacity of the pile.

2.2 Pile Cap Support

The peat was unable to support the weight of wet concrete in the pile cap (1.5 m thick) so that a temporary method of support for this structure was devised. A horizontal construction joint within the pile cap utilizing the bottom layer of reinforcement was ruled out because of the amount of additional shear reinforcement that would be necessary to provide a full strength composite connection. The contractor adopted a separate R.C. working slab 150 mm to 300 mm thick supported on the permanent piles immediately below the pile cap. Additional brackets were welded on the outside of the piles to improve the punching shear strength. Horizontal connection of the piles was achieved within the working slab, and pile fixity into the pile cap by means of straps welded to the outside of the piles. To support the working slab during construction and concrete placement, the excavation was covered with a filter cloth, overlain by up to 200 mm thickness of granular bedding. This provided a firm and dry base for the light loads placed on it.



Figure 3. Pile cap working slab.



2.3 Bearings

Specially-designed rubber-pot bearings were used to cater for the large horizontal forces and movements anticipated under seismic conditions. Bearings were also designed with limit stops, to control longitudinal movement and distribute seismic loads over a number of piers, under these conditions. Bearings were arranged in pairs at column tops below each girder. Bearing tolerances for location, elevation, and rotation were tight and presented a major problem given the geometry of the structure and the fact that almost every location was unique. The guided bearings were particularly difficult and had to be set to ensure that the guides were parallel to ± 0.5 mm. A fine pitch screw adjuster welded between both bearing top plates was used to achieve this.

Separate taper-plates were used to account for the varying grade, superelevation and bearing orientation. These had a recess fit over the bearing top plates and were later welded through slots in the girder bottom-flange for attachment to the superstructure. Bearing bottom-plates were attached to columns by bolted dowel connections. All bearings incorporated features to facilitate their replaceability.

3. SUPERSTRUCTURE GEOMETRY

The vertical and plan geometry of the finished deck is governed by a control line which in plan has compound curves, transition spirals and tangents, and vertically combines straight grades, crest and sag curves. Superelevation of the deck varies over the length of the structure. In the multiple box sections, the box lines follow an independent plan geometry of compound curves.

The steelwork had to be fabricated cambered, to compensate for the dead-load deflection and to take account of the torsional deformation from concrete placement. Custom-made computer programs were developed for calculating the true shape of plates using coordinate geometry. The x, y, z coordinates were directly related to the site grid.

3.1 Web-Plate Geometry

Material handling and shipping limitations dictated additional welded splices in web and flange material. Typical web-plate lengths were in the 10-m range.

The following procedure was adopted for the calculation of the true shape of the individual web plates:

3.1.1 The plan (x, y) coordinates for the bottom edge of each web plate were calculated at 1000-mm increments (in plan) with the remainder, to end of plate, being an odd dimension.

3.1.2 The corresponding control line station (x_C, y_C) and offset (x_C, y_C to x, y) were then calculated.

3.1.3 The bottom web elevation (z) for each point x, y was calculated combining the vertical alignment elevation of x_C, y_C , superelevation change across the deck, adjustment for concrete-slab and web depth, dead-load box deflection, and torsional displacement.

3.1.4 The true slope length along the web bottom was found by summation of the distances (ds) between the series of web x, y, z coordinates.

3.1.5 The horizontal and vertical offsets, for each point, from a chord between ends of web x_1, y_1, z_1 and x_n, y_n, z_n , were found as shown in Fig. 4, and hence the true geometry of the web bottom is known with:

The plate shape ABCD was therefore known in a two-dimensional coordinate system and diagonals, end cuts, etc. could all be calculated. This data was used in a custom-written CAD program to produce plate-cutting sheets.

3.1.9 For splicing individual web plates together, the theoretical relationship of the two plates is needed for layout purposes. The simple butting of two cut plates together being too sensitive to cutting inaccuracies.

The long chord and offset data were calculated from the information found in the preceding section by solving the geometry of two abutting triangles.

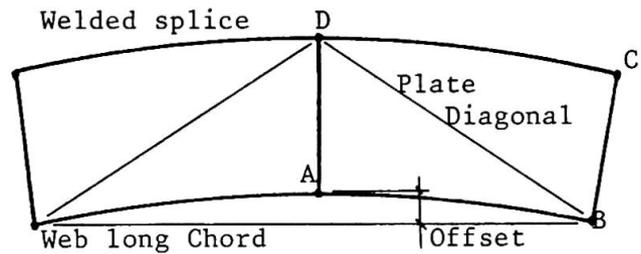


Fig. 7

3.2 Flange Geometry

The shapes of the bottom flanges were determined by calculating a series of coordinates defining both inner and outer arcs in a similar manner to that used for the webs.

The straight line chord lengths and the chord following the vertical alignment were calculated. The local end coordinates of the corners were then adjusted by this chord difference to give the geometry of a flat plate which, when curved in space, corresponds to the true flange shape, (Fig. 8), the cutting radius being that of a curve with the same chord offset as the plan geometry but with the longer chord.

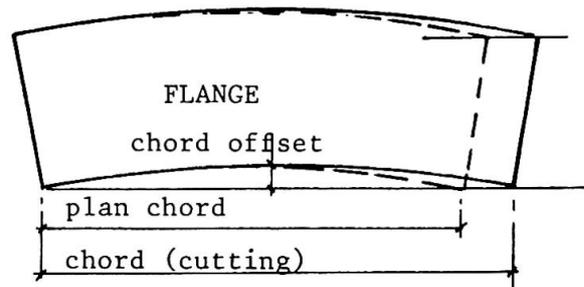


Fig. 8

Top flange shapes were computed by hand using for the flange centre-line length the data generated for top-of-web. An approximate cutting radius was used based on that of the box centreline but adjusted similarly to the bottom flange. The maximum chord offset error from this approximation was 5 mm, but permitted both left and right flanges to be fully nested and cut with one pass of the plate-burning machine.

4. SUPERSTRUCTURE CONSTRUCTION DETAILS

4.1. Shop Assembly

The size of the available shop area and crane capacity were relatively small in relation to the size of boxes. The use of both assembly jigs and rolling frames was considered essential to permit high rates of productivity and allow for simultaneous welding of both webs to flange to reduce distortion. Optimum assembly time for the seventy-one boxes fabricated varied with box size from three to five days. The typical arrangement of an assembly jib (Fig. 9) was designed to accommodate boxes of different sizes. Top flanges were 500 mm, 525 mm or 625 mm wide, bottom flanges 2550 mm or 2800 mm and webs from 1250 mm to 1760 mm. Initial assembly of the main material took place with the curved box orientated on its side.

For each box, three to six jigs were used, spaced at up to 5 m centres, depending on box length. Jig centres were standardized with setting distances H and V being calculated from the basic x, y, z , information.

The ordinate V at each jig follows the curve of the box with the mean position being at the height of the rolling frame axis. The top flange and webs rested on a subframe which could be adjusted vertically by means of a screw. The bottom flange support was similarly adjustable except the whole arm pivoted about the base with a lift pivot at the top end. The shop cranes were thus able to lift plates weighing 150% of available capacity.

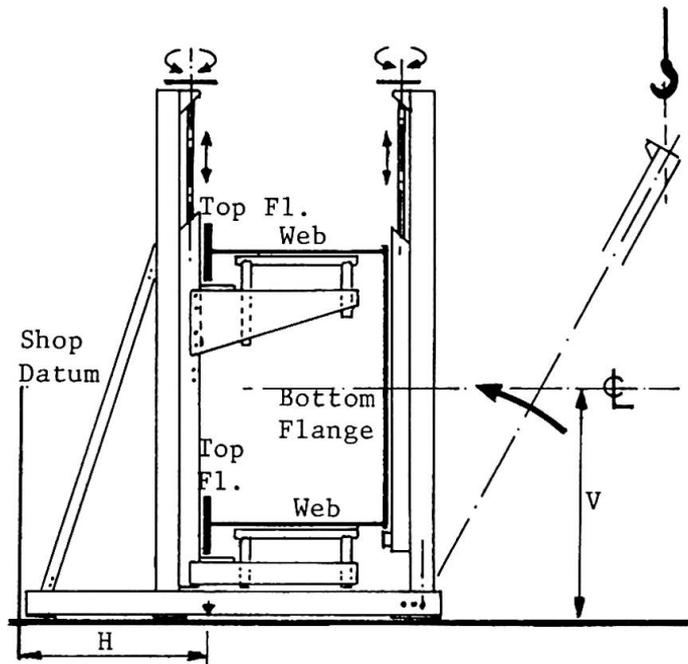


Fig. 9 Assembly Jigs

Two rolling frames (Fig. 10) were located at approximately the one-fifth point from each end and secured around the box after passage of the automatic welding machines. The boxes were then rotated through 180° for completion of the web-to-flange welds and rotated to intermediate positions for optimum welding of internal stiffeners, gussets, cross-bracing, etc.

The variable superelevation and torsional deformation resulted in boxes needing a rotational change over their lengths. These 'twists' were set with the box in the rolling frame, bottom flange down, by adjusting one frame with respect to the other until the calculated 'twist' was achieved. Installation of the horizontal diagonal-bracing locked this twist into the box.

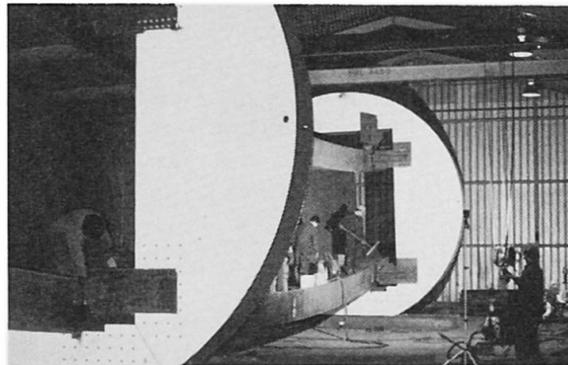


Figure 10. Rolling Frames.

4.2 Girder Erection

Each girder line was made up from boxes spliced by bolted connections at span quarter-points. Boxes were fabricated separately, trial assembled to adjacent boxes for reaming of splice holes and transported to site. On site, girders were spliced together in pairs and lifted into position. Most lifts were achieved using a single 125-t or 200-t capacity crane, although for spans below overhead transmission lines or over railway tracks, a second, smaller crane was used.

Individual girder lifts varied from 30 t to 100 t. Support pads made up of heavy timber placed above the hog fuel, similar to those required for the piling operation, were used for crane and equipment support and movement. Ground settlement did occur during most lifting operations and great care had to be taken to limit this as much as possible. Frequently, girders were assembled close to their final alignment and position so that they could be lifted into position by a short swing or by 'booming in'.

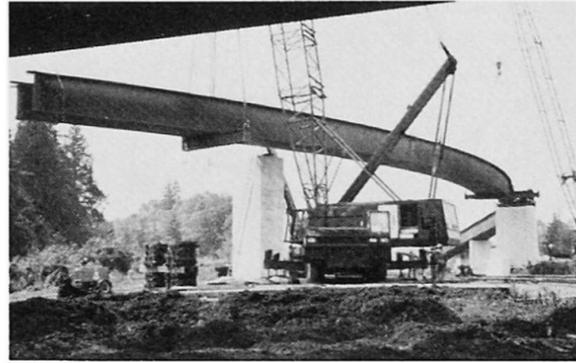


Figure 11. Girder erection.

4.3 Deck Construction

The deck comprises a 275-mm thick concrete slab with a nominal 75-mm concrete haunch. The concrete haunch was adjusted to suit the small variations in girder profile. Temporary formwork support beams were accurately levelled from the girders after a detailed survey, and all soffit, reinforcement, and deck screeding levels automatically followed from control of these beams.

To avoid stripping of formwork between and within girders, permanent formwork in the form of galvanized ribbed metal decking was used. Ribs were placed parallel to girders, with a flashing to cover the variable gap between the straight decking sections and the curved top flange. This proved to be a satisfactory alternative to removable formwork. The additional concrete in the ribs was, however, nonstructural and resulted in a 5% increase in the volume of deck concrete.

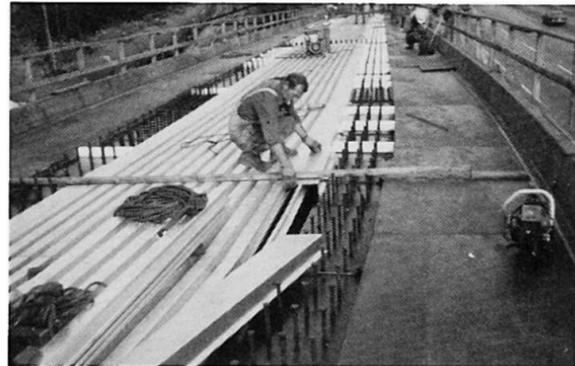


Figure 12. Metal decking.

Transverse construction joints were used to permit a sequential concreting operation and limit cracking due to girder flexure.

Site-batched superplasticizer was added to the deck concrete to ensure satisfactory and uniform workability whilst maintaining a low water/cement ratio of 0.4. This assisted in reducing shrinkage cracking in the continuous-deck sections, which are up to 150 m long. Cracks that did occur were sealed by epoxy pressure injection.

Epoxy coating of the top layer of deck reinforcement was used to provide corrosion resistance. Silane concrete sealant was applied to the top surface of the deck to reduce salt penetration.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

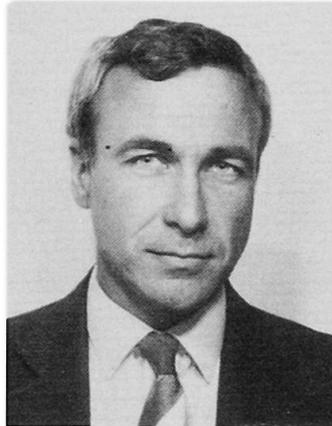
The authors would like to thank the Corporation of the District of Burnaby for permission to publish this article, and the many contractors involved on this project for their ideas and construction methods which provided much of the basis for this article.

Construction Using Modern Heavy Lifting Techniques

Utilisation des techniques modernes de levage

Bauen mit modernen Schwerhebetechiken

Peter LOWTHER
Chart. Civil Eng.
PSC Freyssinet Ltd.
Iver, Bucks, England



Peter Lowther, born 1944, received his civil engineering degree at the University College of Swansea and became a chartered engineer in 1972. His early experience was with contractors in mainly steel bridge construction and design. He is currently Manager of the Heavy Lifting Division of PSC Freyssinet.

SUMMARY

Engineers have always understood and appreciated the advantages and cost savings in being able to fabricate sections at ground level rather than high in the air and particularly under factory rather than site conditions. Recent years have seen the development and operation of very heavy duty support structures allied with the use of hydraulic jacking systems providing cost effective solutions which previously could not have been considered. This paper deals with three examples, in different industries, all involving ground level assembly followed by heavy lifting operations.

RESUME

Les ingénieurs ont toujours compris et apprécié les avantages et les économies de coûts de la fabrication d'éléments à terre plutôt qu'en l'air et surtout dans des conditions d'usine plutôt que de chantier. Les années récentes ont vu le développement des structures de levage à grand rendement et l'emploi de systèmes hydrauliques pour fournir de nouvelles solutions économiques. Ce document en présente trois exemples.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Ingenieure haben immer die Vorteile und Kostenersparnisse der Vorfabrikation auf Bodenhöhe statt hoch in der Luft und insbesondere in der Fabrik statt auf dem Bauplatz erkannt. In den letzten Jahren wurden leistungsfähige Hebetechiken entwickelt, die sich hydraulischer Systeme bedienen und kostengünstige Lösungen ermöglichen, welche früher nicht in Betracht kamen. Der Beitrag behandelt drei Beispiele aus verschiedenen Industriezweigen. In allen Fällen erfolgt eine Bodenmontage mit anschließender Anwendung der Schwerhebetechnik.



INTRODUCTION.

In recent years two industries in particular have generated the impetus for the development of equipment capable of lifting and moving very heavy loads. First the offshore industry. Here the availability of high capacity (now up to 8000 Tonnes) floating cranes, plus the need to reduce the number of offshore installation operations to a minimum has necessitated the pre-fabrication of sections, which must then be assembled in the construction yards by lifting, with the completed structure slid onto a barge. The second is the petro-chemical industry. In this industry economies of production can be achieved primarily by making the vessels taller. In addition special materials and steels are used, frequently under internal pressure requiring very high quality manufacture. The use of heavy lifting techniques makes it possible to fabricate these vessels in a controlled factory environment, limiting site work to a minimum of rearing the pre-fabricated vessel from a horizontal position to the vertical.

The fact that heavy lifting techniques have been developed for a particular purpose does not limit them to that purpose. Whilst conventional structural/civil engineering probably would not have generated the impetus needed for this development, the fact that the equipment now exists has encouraged engineers to apply it far more readily than before in general construction.

EQUIPMENT.

In the first instance in conventional terms, we have had winch equipment which is used from existing structures. In all cases this required tie backs for the winch and snatch blocks with a reeving system to get the required carrying capacity.

To take the winch arrangement a stage further this was then developed into what are known as gin pole systems, where temporary structures are provided from which to hang the winch sheeve blocks for lifting particularly heavy structures. In this context several companies have systems which are capable of lifting loads of up to 1000 tonnes.

A further development of the winch arrangement is the mobile crane, which in its simplest form, is no more than a self propelled winch carrying its own counter weight to balance the load that is being lifted.

Cranes in particular have undergone enormous changes and developments over the last twenty years, leading up to the monsters that are now available in the world. Vehicles such as the 1000 ton Gottwald mobile cranes, the Demag crawler cranes capable of lifting up to 1600 tonnes when on rings, and at the very top end of the scale the Lampson Transi-lift Cranes with capacities of up to 2000 tonnes lifting to heights of up to 100 metres. What should be borne in mind with these very big cranes is that the very simplicity which has made cranes attractive for lifting operations has by this stage long since disappeared from the vehicle in question. To move the 1000 ton Gottwald with all its equipment takes a fleet of 80 lorries. The big crawler cranes require large clear working areas, and often special foundations to spread the load satisfactorily.

This has led to the development of alternative systems, usually based around hydraulics, both for the circumstances where it is uneconomic to transport these huge machines to site for the particular operation, or where despite their size and complexity, they are still unable to handle either the weights required or work in the space available.

The background of our own company is in post-tensioned concrete. The technology of gripping and anchoring high tensile steel cables is ideally suited to heavy-lifting. Based on this technology, a range of jacking units varying in size from single up to 37 strands, having lifting capacities of 15 Tonnes through to 560 Tonnes, and capable of automatically synchronised operation at speeds of up to 60 metres per hour, have now been developed.

The heavy lifting market is worldwide. Much of the cost of these operations has traditionally been in transport of the structural support equipment to and from site. The size of the sections frequently means that you are effectively paying for the transport of a box of air contained within a steel framework. In the Tower-Lift system we have developed an arrangement where the bracing members are all pinned to the main vertical legs so that the tower breaks down into no more than a series of tubes, which in themselves fit within standard container sizes, suitable for shipping on normal commercial vessels. All the tower legs have been fabricated with connections such that the bracings can be fitted to make either triangular or square towers depending on the capacity required. Specifically an individual square tower can carry an axial load of 1,200 tonnes with twin towers 84 metres high designed to lift loads up to 2,500 tonnes in weight.

The following descriptions are of three projects in which the Tower-Lift system was used in conjunction with centre hole lifting jacks to handle very different loads in dissimilar industries. It is very relevant to comment that the degree of difficulty of any particular lifting operation is only partially related to the weight of the load to be lifted.

PROJECTS

1. Two 2500 Tonne lifting operations to facilitate fabrication of the Module Support Frames for the Brae 'A' Platform.

The module support frame for the Marathon Brae Platform was designed as a tubular structural steel framework incorporating plant and equipment for the platform, with the complete assembly supported on 12 metre high tubular steel legs. To suit offshore craneage capacity the frame was constructed in two similar halves, each having a final lift weight of approximately 2500 Tonnes. Space restrictions in the Almeria yard of Dragados Y Construcciones, and the advantages of carrying out primary fabrication and outfitting at ground level led to a jack up procedure being adopted for construction of the modules. (Fig 1)

Several restrictions were placed on the design philosophy of the support structure.

Design considerations on the modules themselves necessitated lifting them from the offshore padears in the exact orientation which would be adopted by the offshore installation crane.

Any guys used to stabilise the support structure must be contained within the plan area of the structure.

The compacted ground of the site would accept a maximum bearing pressure of kg/cm^2 .

Erection and dismantling of the support structure and jacking system must not obstruct other operations concerned with the module fabrication.



The system must be applicable to the two different modules and be capable of movement from one to the other in a period not greater than 25 days.

The structure must be capable of erection and dismantling by the existing site Manitowoc cranes.

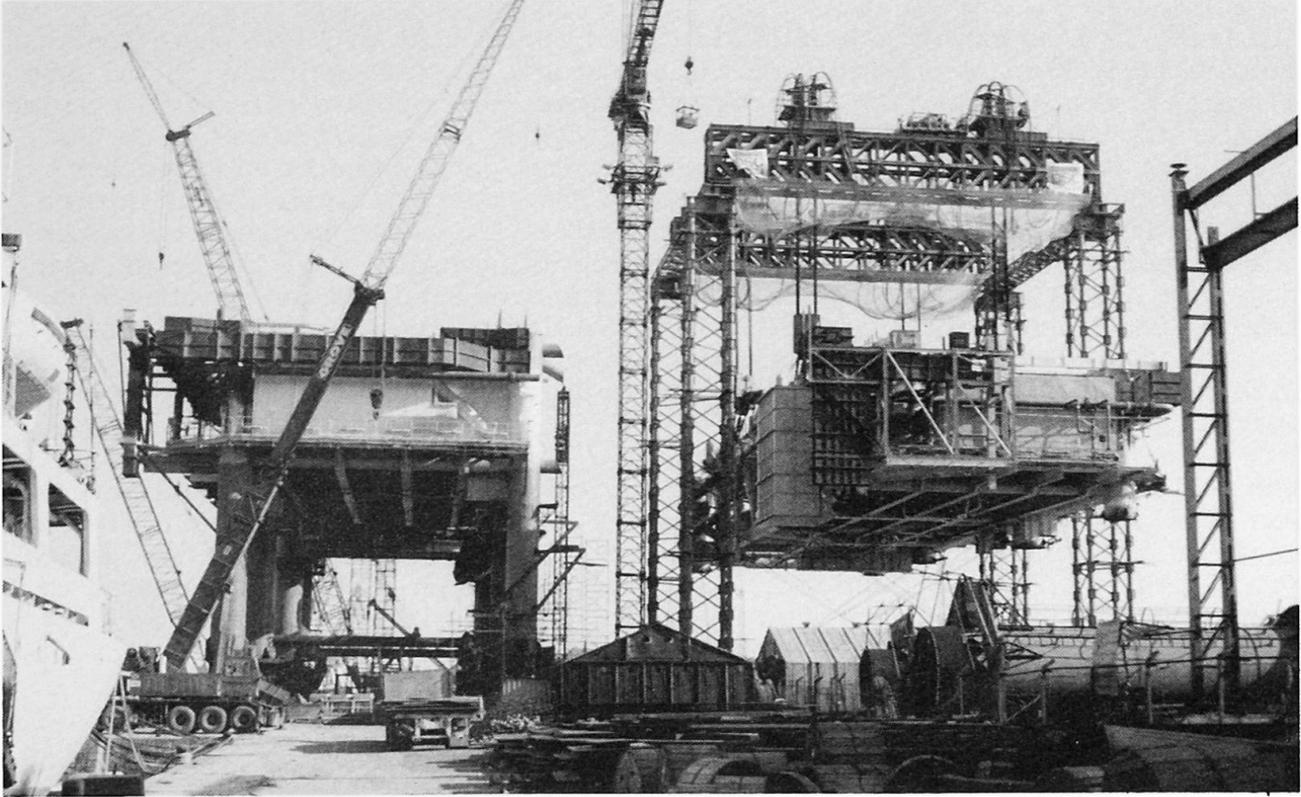


Fig. 1. Second module lifted alongside previously completed 1st module.

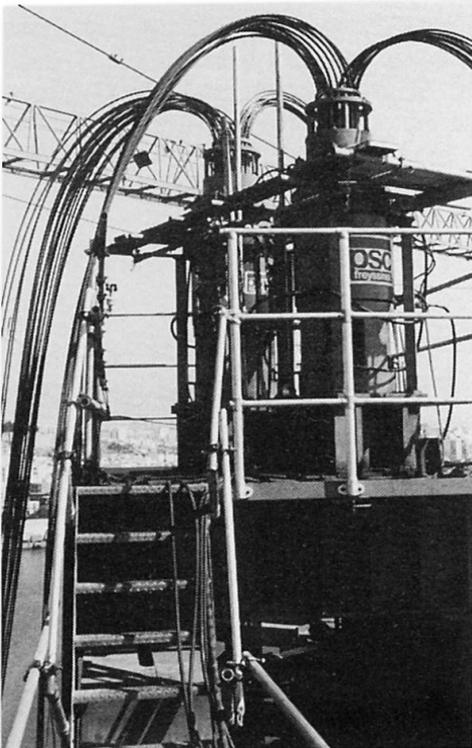


Fig. 2. Twin L600 lifting jacks.



The design arrangement chosen consisted basically of two free standing portal frames spanning across the top of the module to be lifted, and on top of which the actual lifting jacks were located. A simple prop and cross guy was provided to give stability between the portals with additional cross guys between the tower bases and the module bottom chords providing storm wind load stability in the other direction.

The Tower-Lift sections in their square format proved to have adequate capacity to accept the maximum vertical loading of 1080 Tonnes plus 30 Tonnes horizontal wind force at a free standing height of 36 metres.

Special K braced girders were designed and fabricated to span the required 30 metres across the girder to carry twin point loads of 1000 Tonnes each. The girders also had to be suitable for transport by road and capable of erection by the two Manitowoc 4100 cranes.

Location of the L600 lifting jacks on top of structure was necessary in such a way that wide positional variations were possible to allow for changes in the centroid position between the two modules. This was accomplished using a series of support beams which could be positioned to suit the particular requirements at each position. Twin jacks were provided at each of the four lifting positions with those at the heavy end of the structure fitted with 37/18 cables and those at the light end 30/18 cables. The total lifting capacity available from the eight jacks based on their normal safe working load was 4500 Tonnes (Fig. 2).

Two pairs of jacks on each of the main cross girders were powered by a single power pack capable of giving a maximum rate of lift of 6 metres per hour.



Fig. 3 Tension Frame Assembly.

Fig. 4 Three-Way Connector.



A tension frame assembly was provided to convert the vertical force from the lifting jacks into the individual reaction necessary on the main offshore pad-ears. This was assembled from four three-way connectors which formed the link between the vertical jack cables, inclined twin 5¼" diameter wire rope slings, and horizontal cables from the four positions which met at a single fabrication positioned over the module centroid. To provide full adjustment of the horizontal cables under load if necessary L180 jacks were incorporated in the three way connector assemblies (Figs 3 and 4).

Assembly of the support structure on site started at the end of November 1981 with the first actual lifting operation taking place on Sunday 31st January 1982. After installation of the four inner legs a further lift of 1.5 metres was carried out, with final lowering down onto the support pads taking place on 16th February. The centre hole jacks provided the facility to adjust the level of the structure to within 5mm for leg installation and complete support of the 2500 Tonne structure throughout the leg welding operations.

Dismantling and re-assembly of the 900 tonne structure onto the second module started immediately and was completed in 19 days to give a lift date for the second module of Sunday 7th March. The actual lifting operation for this module being completed from start to finish in a period of 4½ hours.

2. Erection of 788 Tonne 102 Metre high Ethylene Fractionator.

The ethylene fractionator for the Fife Ethylene Project has a dressed weight of 788 Tonnes, and stands 102 metres above the Scottish Countryside. For client Esso Chemical and Managing Contractor C.E. Lummus, the initial decision was whether to lift this monster vessel in one piece or erect in sections as delivered from the fabricators, with subsequent dressing in the air. To eliminate the high cost of scaffolding and because dressing the column at ground level was both safer and quicker, the decision was made to weld the five sections together and fully dress the vessel at ground level with subsequent lifting as a single unit.



Fig. 5 Vessel Lifted 30 metres



Fig. 6 Lift completed.

The position of the lifting trunnions at 72 metres above the base rather than at the top of the vessel encouraged consideration of alternative arrangements for the Tower-Lift system for this lift. The conventional arrangement of single towers either side of the vessel with the lifting jacks mounted on top of a cross-head beam spanning between the towers did not take particular advantage of the trunnion position, although was technically acceptable, with triangular format towers or square format towers satisfactory for design wind speeds of 70 m.p.h. or 105 m.p.h. respectively. To gain advantage from the trunnion position a proposal based on the use of square format towers, with the lifting jacks cantilevered beyond the inside face of the towers to directly above the trunnion position on the vessel was used, limiting the total tower height to 76 metres. The balancing reaction from the lifting jacks was resisted by tie-back cables anchoring the rear end of the cantilever beams down to the base steelwork of the tower itself. Square format towers proved to have ample capacity to accept the resulting 565 Tonnes axial force in each tower plus a design wind speed of 70 m.p.h. for the vessel at any stage of lift.

Twin 46 Tonne guy units were attached to the top of each tower and anchored back to dead men located in position to suit other site construction, no intermediate guys were required. To balance the guy forces at the tower top, a stability frame joined the towers as a horizontal portal giving adequate clearance for the vessel to lift inside the towers. A fabricated trunnion connection link and wind guide assembly was used for the direct connection onto the vessel trunnions and to transmit wind forces and reactions from the tailing-in crane into the vertical legs of the towers throughout the lift.

A further requirement on this very safety conscious project, was that the entire operation must be carried out by remote control to limit any need for personnel to be on the support structures during the lift to an absolute minimum. All lifting operations were controlled by two levers and eight selector buttons from a remote panel. Information available to the operator included actual lifting loads on the L600 jacks, jack stroke position, plus data on all secondary control systems. (Fig. 7).



Fig. 7 Remote Control Panel.

3. Erection of Steel Superstructure of Foyle Bridge.

Foyle Bridge was the subject of a design and build competition won by the consortium of R.D.L - Graham. The winning proposal showed the main river crossing as a three span steel base girder bridge. The design was based on pre-fabrication of the steelwork into two sections for each of the sidespans, spanning between the abutments and cantilevering out beyond the piers into the main span, with a final two sections joining together the opposing sidespans. All fabrication would be carried out in a Belfast Shipyard, followed by barge transport to site where the sidespans would be required to be lifted into position on the pier tops, followed by simultaneous lifting of the centre span section from a barge moored on the river. Each of the sidespans had an overall length of 177m a width of 11.3m and weight of 900 Tonnes with each of the centre span sections having a length of 170m, a width of 11.3m and a weight of 690 Tonnes.



Fig. 8. Start of sidespan lifting operation



Fig. 9. Sidespan in final position



For sidespan erection the chosen solution involved the use of a triangular format tower to give support to the lifting jacks on the side furthest from the pier, with the pier side jacks mounted directly on beams clamped to the pier itself. The unguyed towers were stabilised by the use of two removable light-weight frames connected to the pier. During the lifting of the bridge the lower frame was installed to permit removal of the upper frame. Support to the bridge was achieved by the use of lifting beams slung beneath the bridge and supporting the permanent bearings directly. After lifting a stressed bolt connection between the lifting beam and pier support beams enabled the pier side jack to be removed and the section to be traversed sideways onto the pier top.

On completion of all four sidespan operations, lifting jacks were installed on the ends of the sidespan cantilevers and the centre span sections lifted simultaneously from a barge moored across the river.

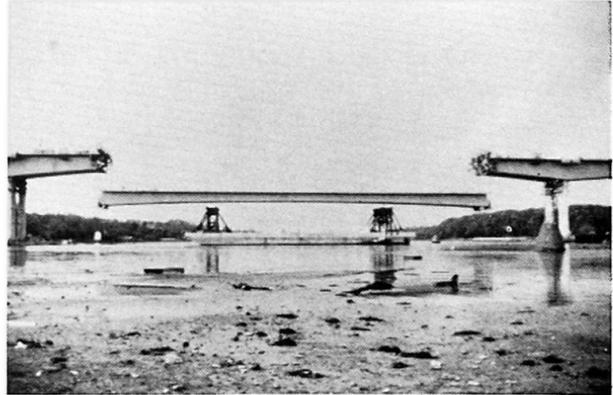


Fig. 10 Centre span lifting operation.

CONCLUSIONS

There is nothing new about pre-fabrication at ground level with subsequent lifting into position. Brunel and Telford both exploited this method of construction in the last century. The development of modern hydraulic systems coupled with the availability of heavy duty support systems has meant that these techniques can be considered, and be cost-effective, in far more general circumstances. As always the best results are achieved by discussion between designer and specialist contractor as early as possible in the design process.

ACKNOWLEDGEMENTS

1. Module Support Frames

Client : Marathon Oil U.K.

Main Contractor : Dragados Y. Construcciones.

2. Ethylene Fractionator

Client : Essochem Olefins

Main Contractor : C.E. Lummus.

3. Foyle Bridge

Client : Department of the Environment - Northern Ireland.

Main Contractor : R.D.L. - Graham.

REFERENCES

1. Fern D.T. and Lowther P.J., The design construction and use of two 1800 Tonne capacity jacking towers. I.C.E. Proceedings May 1980.
2. Lowther P.J. and Rolton D.J., Two 2500 Tonne lifting operations to facilitate fabrication of the module support frames for the Brae 'A' platform. I.C.E. Proceedings November 1983.

Lagerhalle mit einem Kernbauwerk aus Stahlbeton

Warehouse with a Central Structure of Reinforced Concrete

Halle avec une construction centrale en béton armé

Horst SAMMET
Oberingenieur
Metalleichtbaukombinat
Leipzig, DDR



Horst Sammet, geboren 1928. Nach dem Studium 5 Jahre Statiker und Konstrukteur im VEB Verlade- und Transportanlagen Leipzig (vorm Bleichert). Seit 1957 in einem Forschungsinstitut mit der Entwicklung und Typisierung von Stahlhochbauten beschäftigt. Untersuchungen über Rohrkonstruktionen. Seit 1969 Abteilungsleiter.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Halle überdacht eine Grundfläche von 21 375 m², wobei 1500 m² unter 10 m weit auskragenden Vordächern liegen. Sie besteht aus 2 gleichen Komplexen, zwischen denen das Kernbauwerk aus Stahlbeton angeordnet ist, das auch die Querstabilisierung der Stahlkonstruktion übernimmt. Da der Anschluss der Stahlkonstruktion auf jeder Seite des Kernbauwerkes nur an 2 vorgegebenen Stellen möglich ist, sind besondere konstruktive Massnahmen erforderlich, die näher beschrieben werden.

SUMMARY

The hall covers an area of 21 375 m², of which 1500 m² is under roofs cantilevering by 10 m. It consists of two equal complexes between which the central structure of reinforced concrete is arranged assuring transverse stability of the steel structure. Since the connection of the steel structure on each side of the central structure is possible at two predetermined points only, special structural measures are necessary which are described in detail.

RESUME

La halle a une surface de 21 375 m², dont 1500 m² se trouvent sous des avant-toits de 10 m de portée. Elle consiste en deux constructions identiques entre lesquelles se trouve la partie centrale en béton armé, assurant la stabilité latérale de la construction métallique. Le raccordement de la construction métallique de chaque côté de la partie centrale n'est possible qu'en deux points donnés; des mesures constructives particulières sont nécessaires et sont décrites en détail.

1. AUFGABENSTELLUNG

An ein 148,5 m langes und 28 m breites Gebäude aus Stahlbeton ist an beiden Längsseiten eine Lagerhalle in Stahlkonstruktion zu errichten. Es besteht die Möglichkeit, das mittig angeordnete Stahlbetongebäude (Kernbauwerk) zur Stabilisierung der Stahlkonstruktion heranzuziehen, allerdings mit der Einschränkung, daß auf jeder Seite nur an 2 vorgegebenen Stellen Kräfte eingeleitet werden dürfen.

Die Lagerhalle ist mit 132,5 m (5 Felder zu je 26,5 m) etwas kürzer als das Kernbauwerk, ihre Breite beträgt auf jeder Seite 75 m (3 Schiffe zu je 25 m). Damit beträgt die zu überdachende Fläche $2 \times 132,5 \times 75 = 19875 \text{ m}^2$ zuzüglich einer Fläche von $2 \times 10 \times 75 = 1500 \text{ m}^2$ unter einem 10 m auskragenden Vordach am Giebel der Lagerhalle.

Die lichte Höhe in der Halle soll 7,0 m betragen und die Dachneigung 5 %. Die gesamte Stahlkonstruktion ist gegen Korrosion durch Feuerverzinkung zu schützen.

An Lastannahmen ist zugrunde zu legen:

- Eigenmasse der Dacheindeckung (Bitumendämmdach auf Trapezprofilblechen): $0,55 \text{ kN/m}^2$.
- Installationslasten: $0,03 \text{ kN/m}^2$
- Schnee: $0,75 \text{ kN/m}^2$
- Staudruck aus Wind: $q = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- Fahrzeuganprall (Gabelstaplerbetrieb) in 0,75 m Höhe über Fußboden: 350 kN (außer bei den Mittelstützen, die auf einem 1,20 m hohen Betonsockel stehen).

2. STATISCHES SYSTEM

Der statische Aufbau der Halle geht aus Fig. 1 hervor. Parallelgurtige, 26,5 m weit spannende Binder (1) sind auf Unterzügen (2) mit 25,0 m Spannweite gelagert, deren Lasten durch Pendelstützen (3) den Fundamenten zugeführt werden.

Die Höhenlage benachbarter Unterzüge ist unterschiedlich und ist so gewählt, daß die parallelgurtigen Dachbinder in einer Neigung von 5 % liegen. So entsteht über den hochliegenden Unterzügen jeweils ein Dachfirst und über den tiefliegenden kann eine Entwässerungsrinne angeordnet werden.

Die Längsstabilisierung parallel zum Kernbauwerk erfolgt durch einhüftige Rahmen (4) im ersten Hallenfeld. An diesen Rahmen hängen die 10,0 m weit auskragenden Vordächer (5).

Die Querstabilisierung erfolgt durch das Kernbauwerk. Da das Stahltragwerk nur an zwei vorgegebenen Stellen seine Horizontallasten in die Stahlbetonkonstruktion des Kernbauwerkes einleiten darf, werden die Horizontallasten über die Unterzugstränge durch einen kräftigen Dachverband (6) diesen vorgegebenen Krafteinleitungspunkten zugeführt.

Die Pfetten sind in einem Abstand von 3,0 m angeordnet, haben eine Spannweite von 5,0 m und sind als Durchlaufträger ausgebildet.

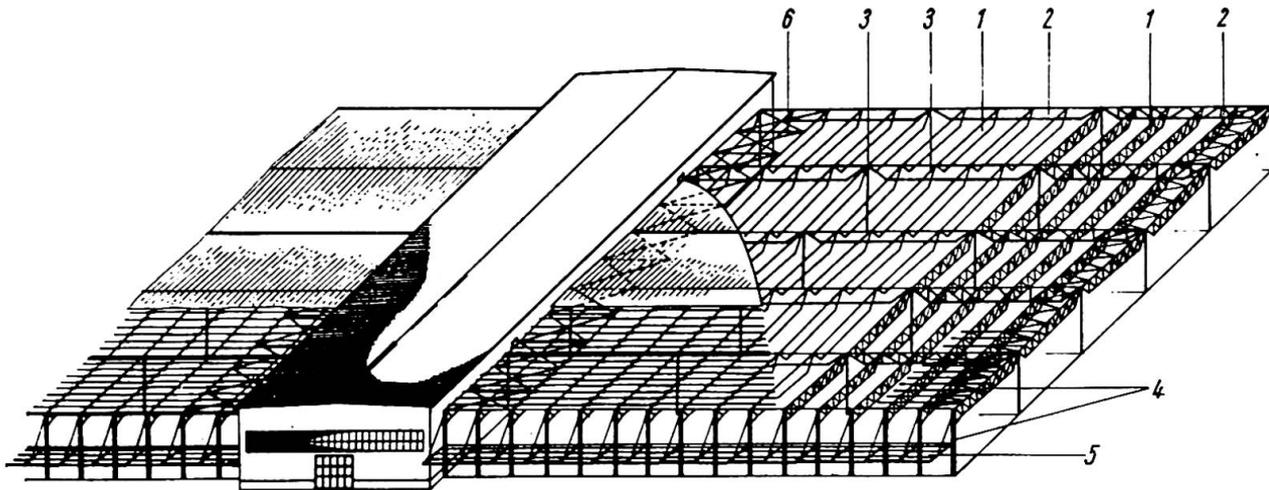


Fig. 1 Übersicht vom gesamten Hallenkomplex

3. KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG

Bei der konstruktiven Durchbildung mußten die Belange des Feuerverzinkens berücksichtigt werden. So besteht die gesamte Stahlkonstruktion aus St 38. Die Erfahrung lehrt, daß verzinkte Stahlkonstruktionen möglichst aus normalfestem Baustahl bestehen sollten. Bei höherfesten Stählen setzt sich beim Feuerverzinken mehr Zink ab als für den Korrosionsschutz benötigt wird, und wegen des hohen Zinkpreises entsteht eine unwirtschaftliche Lösung.

3.1. Pfetten

Die Pfetten bestehen aus kaltgeformten Stahle Leichtbau- \square -Profilen. Sie werden bei der Montage wie Zweistützträger mit beidseitigen Kragarmen derart auf die Binder gelegt, daß sie, im Grundriß feldweise versetzt, im Bereich der Binder Rücken an Rücken liegen und durch Verschraubung der Stege zu Durchlaufträgern werden (s. Fig. 2). Da durch diese Anordnung im Bereich der großen Stützenmomente das doppelte Profil zur Verfügung steht, passen sie sich gut dem Momentenverlauf an. Durch die Doppellage der Pfetten über den Bindern werden auch besondere Pfettenstütze eingespart. Auf die Vorteile dieses Pfettensystems wies Bleich schon 1933 hin [1].

Es ist üblich, die aufliegenden Trapezprofilbleche zur Torsionsstabilisierung der Pfetten und zur Ableitung des Dachschubes heranzuziehen. Da dies im vorliegenden Anwendungsfall der Auftraggeber nicht wünschte, wurden in den Drittelpunkten der Spannweite biegesteife Zugstreben angeordnet, die den Dachschub aufnehmen und die an einem Firstverband angeschlossen sind. Da die biegesteifen Zugstreben auch biegesteif mit den Pfetten verbunden sind, werden durch sie die Pfetten so ausreichend stabilisiert, daß sie auch ohne Mitwirkung des aufliegenden Trapezprofilbleches die auftretenden Lasten aufnehmen können (s. Fig. 2).

Da an diesen Pfetten keine Schweißarbeiten erforderlich sind und der gesamte Herstellungsprozeß nur aus den Arbeitsgängen Ablängen und Lochen besteht, läßt sich der Produktionsablauf dieser Pfetten sehr leicht automatisieren.



Auch die Montage dieser Pfetten ist einfach und läßt sich mit geringem Aufwand durchführen.

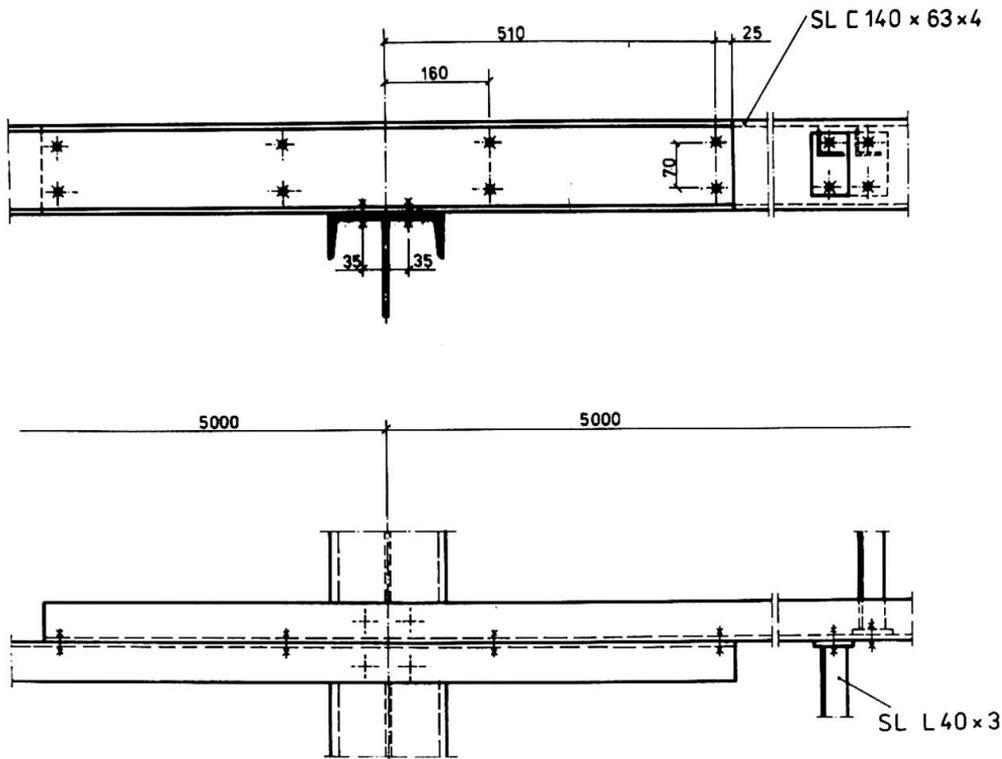


Fig. 2 Konstruktive Ausbildung der Pfetten

3.2. Dachbinder

Die konstruktive Gestaltung der Dachbinder ist typisch für mittelschwere geschweißte Fachwerke des Hochbaues, die mit der heute üblichen Stahlbautechnologie in Einzelfertigung hergestellt werden. Der Obergurt ist T-förmig und besteht aus einem liegenden warmgewalzten C-Profil und einem Steg aus Flachstahl (s. Fig. 3). An diesem Steg können die Füllstäbe - dachförmig angeordnete, an den Enden geschlitzte Einzelwinkel - knotenblechlos angeschlossen werden. Der Untergurt ist ein dachförmig angeordneter Winkel mit angeschweißten Knotenblechen. Die Schlitze der Füllstäbe müssen eine Form nach Fig. 3 a haben, damit die Anschlußnaht gut durchgeschweißt werden kann.

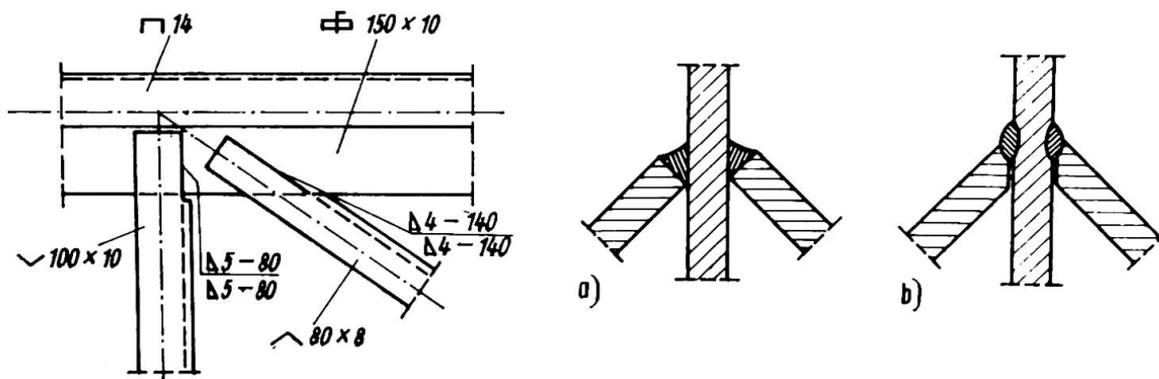


Fig. 3 Obergurtnoten der Dachbinder

Die Schlitzform nach Fig. 3 b sollte selbst bei dünneren Winkeln nicht verwendet werden. Wegen schlechter Nahtausführung kam es bei so angeschlossenen Stäben bereits zu Brüchen.

3.3. Unterzüge

Die Unterzüge werden hoch belastet (Gurtkräfte bis 2030 kN, Füllstabkräfte bis 817 kN) und sind deshalb als doppelwandige Fachwerke ausgebildet (Fig. 4). Sie werden wie die Binder in der Werkstatt komplett geschweißt, bis auf den hochfest verschraubten Montagestoß in Unterzugmitte. Die Gurte bestehen aus liegenden geschweißten I-Trägern mit angeschweißten Knotenblechen. Die Füllstäbe sind 2 warmgewalzte C-Profile, die durch Bindebleche zu einem leistungsfähigen Knickstab verbunden werden.

Der Anschluß der Füllstäbe an die Knotenbleche weist eine Besonderheit auf. Während es üblich ist, daß die Stege der C-Profile den Knotenblechen anliegen, sind es hier die Flanschenden. Der Grund für die Wahl dieser Anschlußform ist die Forderung, daß bei verzinkten Konstruktionen Überlappungen nicht größer als 400 cm^2 sein dürfen. Diese Forderung hätte bei den größeren Füllstäben nicht eingehalten werden können. Außerdem ergibt sich noch der Vorteil, daß die bei Überlappungen notwendigen Dichtnähte eingespart werden.

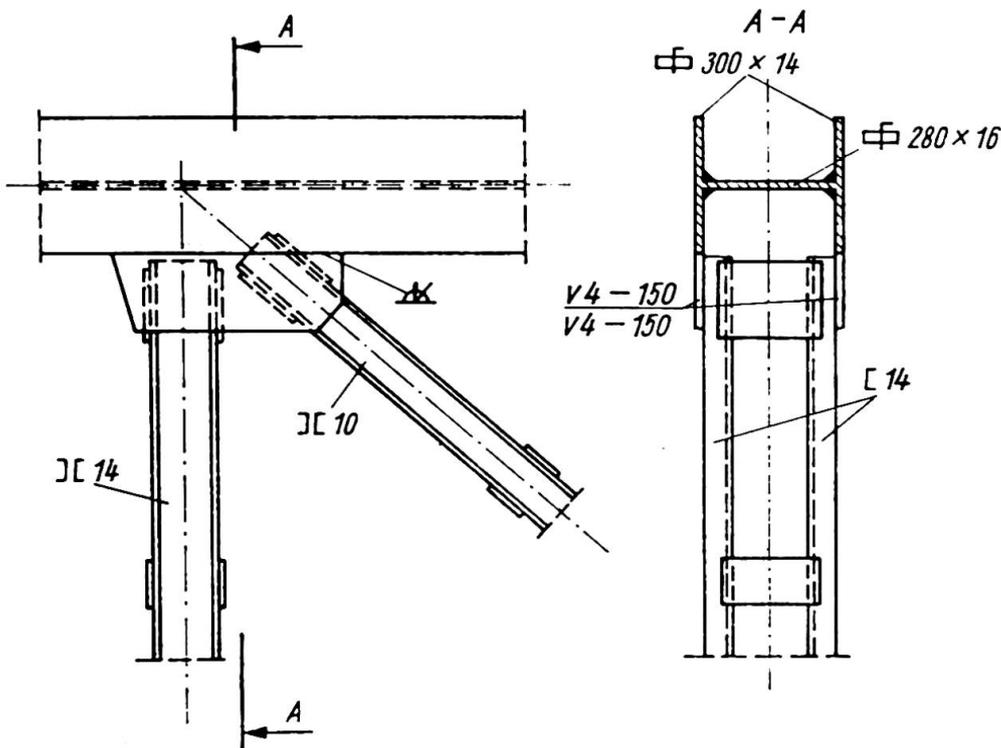


Fig. 4 Obergurtnoten der Unterzüge

3.4. Dachverband und sein Anschluß am Kernbauwerk

Der Dachverband hat eine Systemhöhe von 10 m und eine Länge von 132,5 m. Er ist statisch gesehen ein Träger auf 2 Stützen mit Kragarmen. Seine Stützweite ergibt sich aus dem Abstand der Krafteinleitungspunkte am Kernbauwerk mit 69,5 m und die Kragarme sind 31,5 m lang. Der Dachverband ist als einwandiges Fach-

werk ausgebildet und liegt in der Ebene der Binderobergurte unterhalb der Pfetten. Jeweils ein Strang verstärkter Binderobergurte bildet die Gurte des Dachverbandes. Die Pfosten sind als Kreuzwinkel ausgebildet und als Diagonalen werden einfache Winkel verwendet.

Der Anschluß des Dachverbandes an das Kernbauwerk ist so konstruiert, daß die bei diesen Anschlüssen stets vorhandenen großen Bautoleranzen ohne Schwierigkeiten ausgeglichen werden können. Derartige Anschlüsse lassen sich am besten durch Baustellen-schweißung herstellen. Am Kernbauwerk ist eine ausreichend große Stahlplatte verankert (s. Fig. 5). Der Pfosten des Dachverbandes besteht an dieser Stelle aus zwei biegesteifen C-Profilen, die das Versatzmoment aufnehmen müssen, das dadurch entsteht, daß der Anschluß nicht in die Ebene des Dachverbandes gelegt werden kann. Zwischen dem so ausgebildeten Verbandspfosten und der Platte am

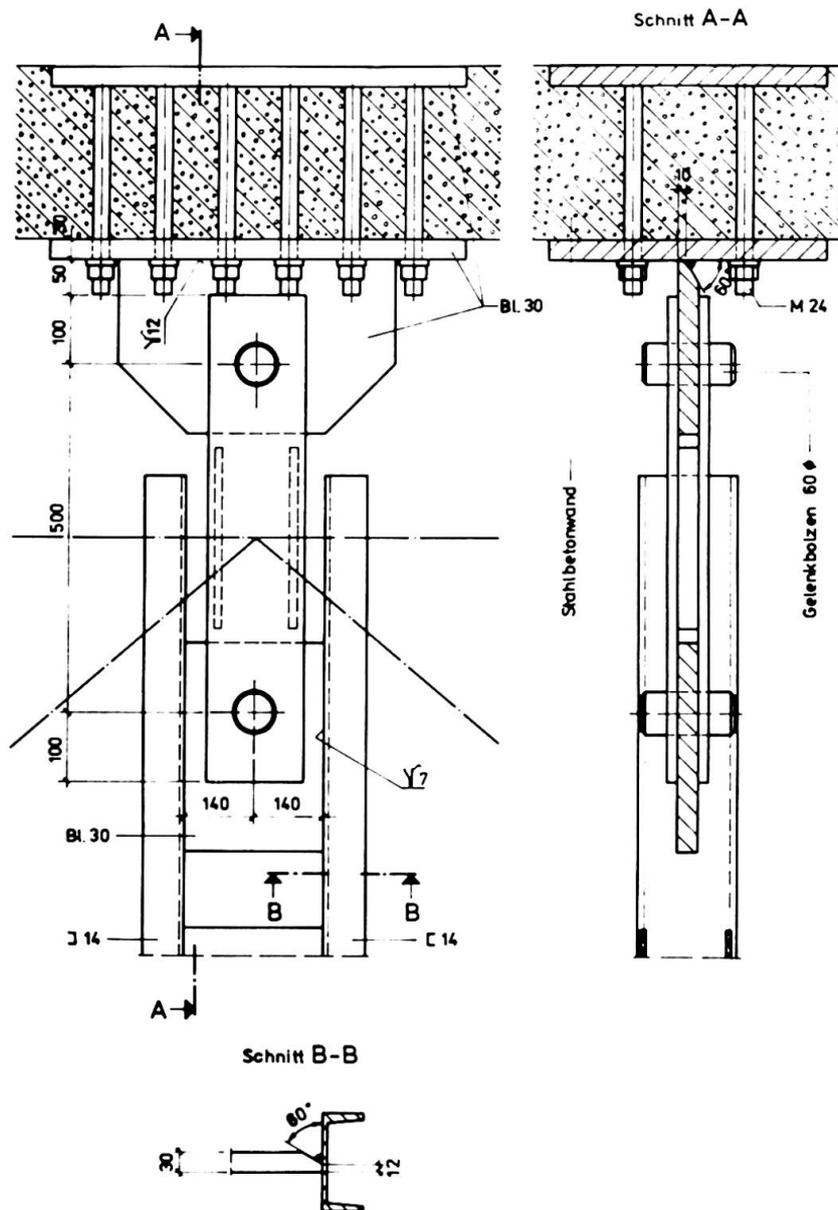


Fig. 5 Anschluß des Dachverbandes am Kernbauwerk

Kernbauwerk wird das lose gelieferte Koppelglied mit kräftigen, gut zugänglichen Baustellennähten geschweißt, wobei Toleranzen in allen drei Achsen ausgeglichen werden können. Das Koppelglied ist dreiteilig und besteht aus den für die Schweißnähte vorbereiteten Anschweißplatten und dem mit Gelenkbolzen angeschlossenen Pendel. Die Notwendigkeit, ein Pendelgelenk auszuführen, ergab sich aus den durch Temperaturänderungen und Windlasten hervorgerufenen Längsbewegungen der Halle gegenüber dem starren Kernbauwerk.

4. TERMINLICHER ABLAUF UND STAHLINSATZ

Das Angebot für die Stahlkonstruktion der Halle wurde im Februar 1978 abgegeben. Die Auftragserteilung erfolgte im April 1978 und Richtfest war im September des gleichen Jahres. Für die gesamte Produktionsvorbereitung, für Herstellung und Montage standen also nur 5 Monate zur Verfügung.

Der Stahlverbrauch der gesamten Halle einschließlich Sekundärkonstruktionen, wie Laufstege, Treppen, Hilfskonstruktionen für Ausrüstungen, beträgt $41,4 \text{ kg/m}^2$ überdachter Fläche, wobei zur überdachten Fläche auch die unter dem Vordach zählt. Der Stahlverbrauch der Dachkonstruktion allein beträgt $31,7 \text{ kg/m}^2$. Die Pfetten und Zugstreben haben daran einen Anteil von $5,27 \text{ kg/m}^2$. (Die Pfetten allein $4,43 \text{ kg/m}^2$.)

Mit neuentwickelten Z-förmigen Pfetten, aus dünnem, korrosionsgeschütztem Bandstahl hergestellt und nach dem beschriebenen Prinzip als Durchlaufträger eingesetzt, kann der Stahleinsatz der Pfetten noch um ca. 20 % reduziert werden.

LITERATURVERZEICHNIS

1. BLEICH F., Stahlhochbauten, ihre Theorie, Berechnung und bauliche Gestaltung, Bd. II.
Berlin, Springer-Verlag 1933

Leere Seite
Blank page
Page vide

Stahlverbundbrücke bei Interlaken, Schweiz

Pont mixte à Interlaken, Suisse

Composite Steel Bridge at Interlaken, Switzerland

Martin HARTENBACH
Dipl. Bauing. ETHZ/SIA
Hartenbach & Wenger
Bern, Schweiz



Martin Hartenbach, 1938, promovierte 1964 als Bauingenieur an der ETH Zürich. Von 1964 – 1974 beschäftigte er sich hauptsächlich mit der Projektierung und Berechnung von Brücken und Industriebauten. Seit 1975 ist er Teilhaber des Ingenieurbüros Hartenbach & Wenger, Bern und St. Blaise. 1983 eröffnete er mit den Herren Gorgé, Houriet und Vaucher die Ingenieurbüros GHHV in St. Blaise und Tramelan.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Artikel beschreibt den Entwurf und einige Aspekte der Ausführung einer Stahlverbundbrücke. Insbesondere wird der Montagevorgang des Stahlkastenträgers beschrieben. Die gewählte Montagetechnik ergab sich aus dem Gelände und der vorgeschriebenen Linienführung im Grundriss.

RESUME

Cet article décrit l'étude et quelques aspects de l'exécution d'un pont mixte. En particulier, l'auteur présente le processus de montage du caisson métallique. La technique de montage choisie a été dictée par la topographie des lieux et par l'axe en plan du projet.

SUMMARY

This paper describes the design and some aspects of the execution of a composite steel bridge. The author reports on the erection of the steel box girder. The chosen erection technique was influenced by the topography and the alignment in plan.



Einleitung

Der Viadukt Goldswil bei Interlaken ist ein Zubringer zur Nationalstrasse N8. Von Süden nach Norden überquert er die untere Bönigenstrasse, anschliessend das Bahnareal des Bahnhofes Interlaken Ost, dann die Aare, um schliesslich beim Widerlager Nord, welches gleichzeitig eine Unterführung des Eybuelweges ist, beim steil abfallenden Hang der Harderkulm in die rechtsufrige Brienerseestrasse einzumünden.

Sowohl das Bahnareal wie auch das Aarebett mussten ohne Hilfskonstruktionen stützenfrei überquert werden, und die Zufahrt zu den Pfeilerfüssen nördlich von der Aare durfte nur in den Wintermonaten benützt werden.

Ein Kostenvergleich einer Stahlverbundkonstruktion mit einer Lösung in Spannbeton ergab, dass beide Varianten gleichwertig waren, wobei die Stahlverbundkonstruktion folgende Vorteile aufwies :

- Gute Einpassung ins Landschaftsbild durch ihre grosse Schlankheit und Leichtigkeit, namentlich im Bereich des Aarebettes
- Konstante Trägerhöhe über das ganze Bauwerk
- Durch ein Einschleichen des Stahlkastens von Süden her, konnte das ganze Bahnareal ohne jegliche Störung des Bahnbetriebes überquert werden
- Durch ein Einschleichen des Stahlkastens von Norden her, konnte das ganze Aarebett ohne jegliche Störung der Schifffahrt und ohne Eingriffe in die Aareufer überquert werden
- Der Zugang zu den Pfeilerfüssen beschränkte sich praktisch auf die Erstellung des Unterbaues
- Erweitertes Mitspracherecht bei der definitiven Farbgebung des Stahlkastens

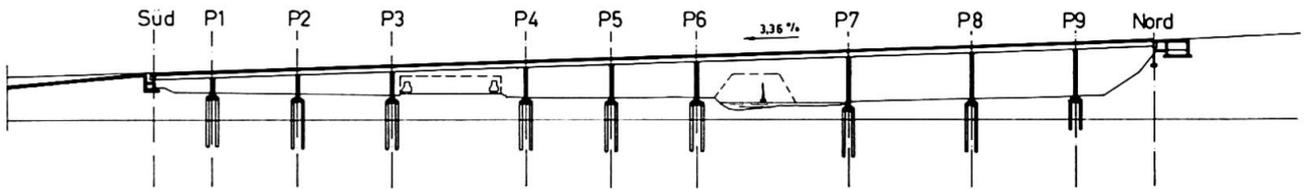
Der Unterbau

Die Pfeiler P1 bis P3, sowie P7 und P8 stehen auf schwimmenden Ramminjektionspfählen. Der Bohrpfehl wurde bei den Pfeilern P4 bis P6 aus lärm- und erschütterungstechnischen Ueberlegungen gewählt. Beim Pfeiler P9 konnte er auf Fels gegründet werden.

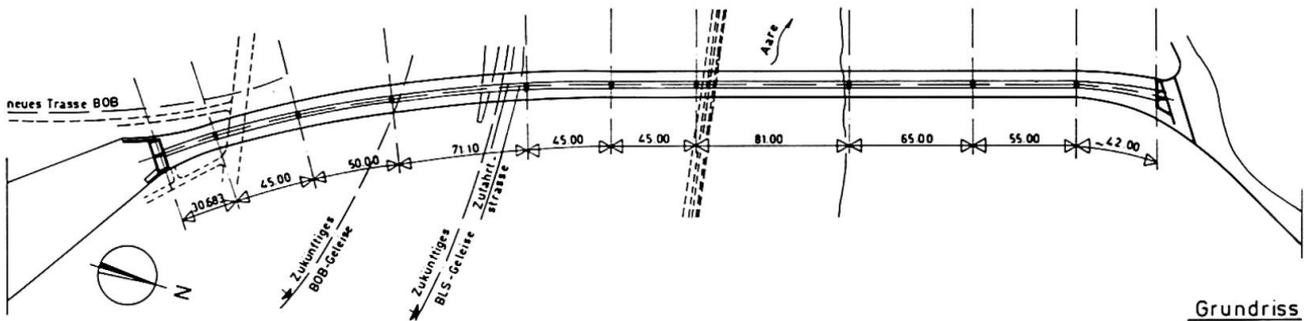
Das Widerlager Süd wurde mit einer Flachfundation auf den vorbelasteten Damm abgestellt. Das Widerlager Nord steht auf Fels und ist gleichzeitig der feste Punkt des ganzen Bauwerkes. Die horizontale Kraftübertragung des Oberbaus auf das Widerlager erfolgt durch ein an der Fahrbahnplatte angebrachtes vorgespanntes Topflagergelenk.

Die Pfeiler bestehen aus einem trapezförmigen Hohlkastenprofil, deren Schlankheit in Brückenlängsrichtung der Pfeilerhöhe angepasst ist.

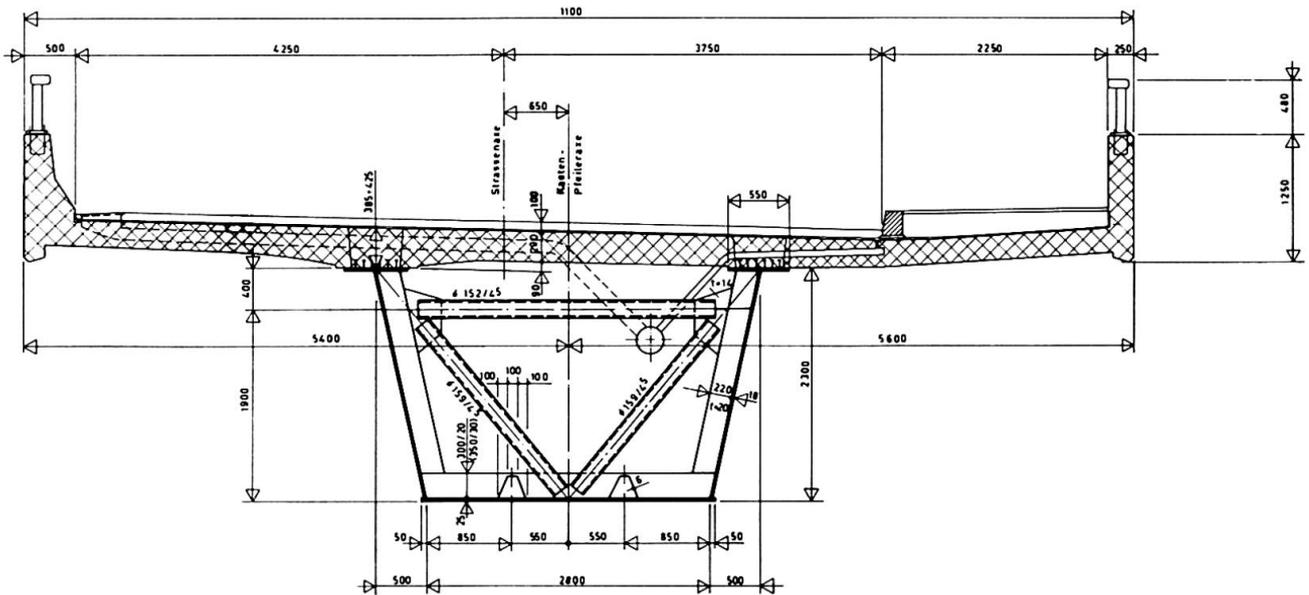
Beim Widerlager Süd und den Pfeilern P1 bis P6 liegt der Oberbau auf beweglichen, einseitig geführten Topflagern. Bei den Pfeilern P7 bis P9 wurden feste Topflager eingebaut.



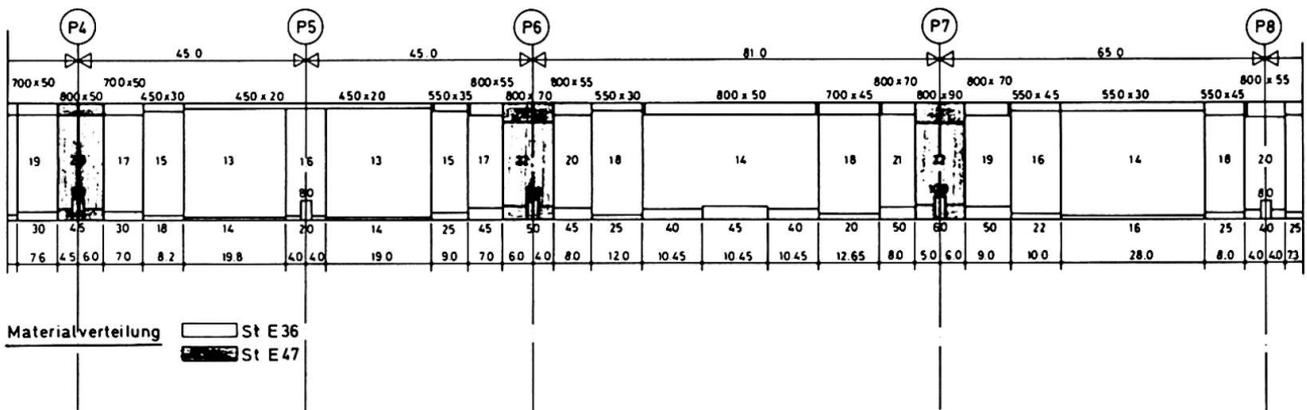
Längsschnitt in Strassenaxe



Grundriss



B Normalquerschnitt des Oberbaues 1 : 70





Der Oberbau

Der Oberbau besteht im Normalquerschnitt aus einem trapezförmigen Stahlkasten mit konstanten äusseren Abmessungen und einer 11.00 m breiten Ortbetonfahrbahnplatte.

Die Blechstärken des Stahlkastens, der Stege und der Oberflansche variieren von 12 mm bis 100 mm. Der Kasten ist mit Längs- und Quersteifen, sowie mit Querverbänden und einem obenliegenden Windverband ausgesteift. Total wurden 1'200 to Stahlbleche verarbeitet.

Das grösste Element, welches in der Werkstatt vorgefertigt wurde, war 28.00 m lang und 39.80 to schwer, das schwerste Element wog 53.00 to und war nur 18.00 m lang.

Der Transport der einzelnen Elemente erfolgte auf der Strasse mit Polizeibegleitung.

Montage des Stahlkastens

Der Montagevorgang ergab sich weitgehend aus der Geometrie des Bauwerkes.

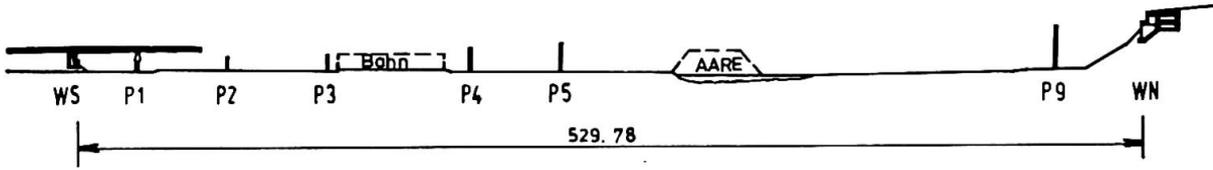
Vom Widerlager Süd bis und mit über das Bahnareal weist die Brücke im Grundriss einen Kreisbogen von 680 m Radius auf. Zwischen Bahn und Aare eine Klothoide und über die Aare bis zum Pfeiler P9 eine Gerade. Vom Pfeiler P9 bis zum Widerlager Nord besteht die Fahrbahnplatte aus einer klothoidenförmigen Trompete.

In einer ersten Phase wurde der Stahlkasten vom Widerlager Süd bis über den Pfeiler P2 von Süden her vorgeschoben. Da hinter dem Widerlager Süd genügend Vorland vorhanden war, konnte die Verlängerung des Kreisbogens welcher bis zum Pfeiler P4 reicht, hinter dem Widerlager auf eine Länge von über 100 m abgesteckt werden. Somit war es möglich auf dem Damm hinter dem Widerlager einen ersten Schuss von 99 m Länge vorzubereiten, welcher dann in zwei Tagen um 89 m vorgeschoben wurde.

Während den Schweissarbeiten des zweiten Schusses von Süden her, wurden in einer zweiten Phase die Elemente der Trompete Nord mit einem Kran vom Boden aus montiert. Die Elemente der nördlichen Trompete mussten vorgezogen werden, damit die Fahrbahnplatte in diesem Bereich vorgängig erstellt werden konnte, da diese Fläche als Montageplatz für die letzte Einschiebephase benötigt wurde. Im Gegensatz zum Widerlager Süd konnte hier, hinter dem Widerlager, kein Vorland zur Verfügung gestellt werden, da das Widerlager Nord direkt mit der stark befahrenen rechtsufrigen Brienerseestrasse verbunden ist.

Mit dem gleichen Kraneinsatz wurde dann noch ein Element auf den Pfeiler P4 angehoben. Da die Bahn beabsichtigt ein weiteres Geleise auf der Nordseite des Bahnareals zu bauen, konnte der Pfeiler P4 nicht unmittelbar neben das Bahnareal gestellt werden. Somit war es möglich rund 10 m hinter dem Pfeiler P4 einen Hilfspfeiler zu montieren. Dieser Montagekunstgriff brachte den Vorteil mit sich, dass erstens das schwerste und zuvorderstliegende Element über die grosse Spannweite des Bahnareals nicht eingeschoben werden musste, und zweitens der einzuschiebende Kragarm um 12.00 m verkleinert werden konnte. Dadurch liessen sich die Biege- und Torsionsmomente, wie auch die Auflagerreaktionen auf den Rollenbatterien beim Pfeiler P3, für den im Grundriss gekrümmten Kragarm, wesentlich reduzieren.

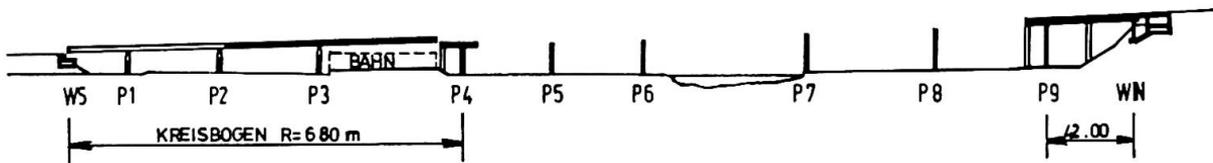
MONTAGEVORGANG DES STAHLKASTENS



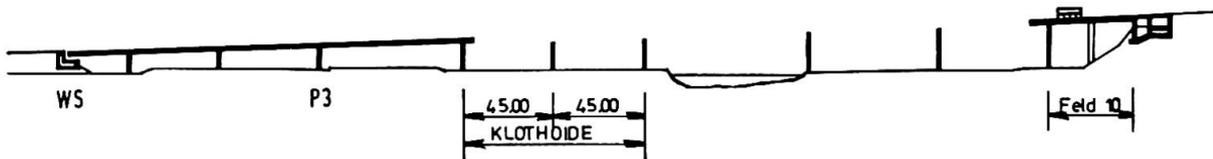
PHASE 1: Einschleiben des ersten Schusses von WS bis P2



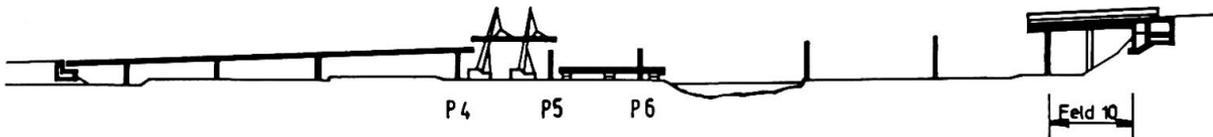
PHASE 2: Montage mit Kran Feld 10 und bei P4



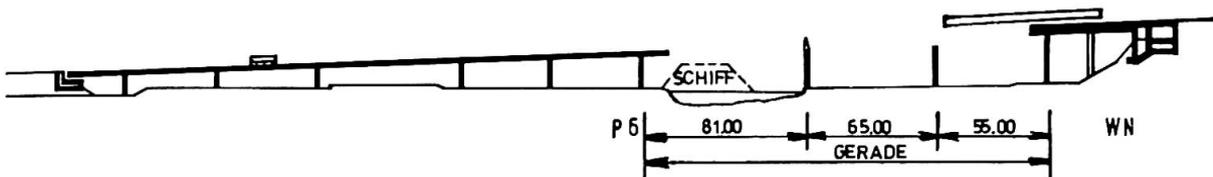
PHASE 3a: Einschleiben des 1. und 2. Schusses über Bahn bis P4



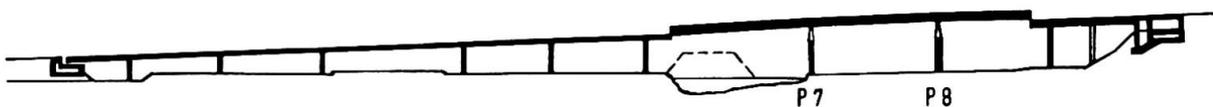
PHASE 3b: Absenken des Stahlträgers auf die definitiven Lager WS bis P3
Betanieren der Fahrbahnplatte Feld 10



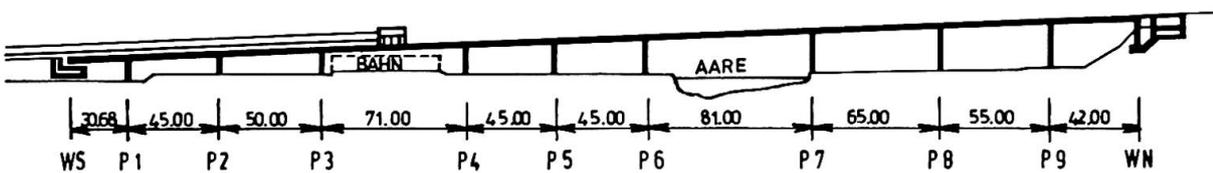
PHASE 4: Montage mit Kran von P4 bis P6, Vorbereiten des ersten Schusses auf Feld 10



PHASE 5a: Einschleiben in 4 Schüssen von Norden bis P6



PHASE 5b: Absenken des Stahlträgers auf die definitiven Lager der Pfeiler P7 und P8



Fertigstellung der Fahrbahnplatte



In einer dritten Phase wurde nun der hinter dem Widerlager Süd vorbereitete zweite Schuss mit dem ersten zusammen um weitere 95.60 m vorgeschoben und nach dem Absenken mit dem vorgängig nördlich von der Bahn versetzten Element verschweisst.

Das Einschieben über das Bahnareal, mit einem im Grundriss gekrümmten Kragarm von 59.00 m Länge, geschah nach langen Verhandlungen mit den Bahnbehörden bei Tag, über unter Spannung stehenden Fahrleitungen.

In einer vierten Montagephase wurden die Elemente im Bereich der Klothoide zwischen Bahn und Aare mit zwei Kranen vom Boden her montiert. Um auf Hilfskonstruktionen verzichten zu können, wurden mehrere Elemente vorgängig am Boden zusammengeschweisst und anschliessend direkt auf die definitiven Pfeiler angehoben. Das Element zwischen Pfeiler P5 und P6 war 53.00 m lang und hatte ein Gesamtgewicht von 110 to.

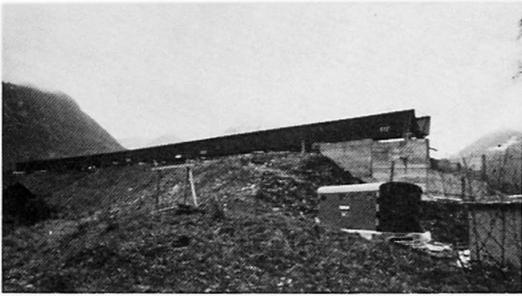
In der Zwischenzeit konnte die Fahrbahnplatte zwischen Widerlager Nord und Pfeiler P9 betoniert und vorgespannt werden. Dadurch war es möglich die notwendige Arbeitsbühne für die fünfte und letzte Einschiebephase von Norden her dem Stahlbauunternehmer zur Verfügung zu stellen. Obschon das oberste Feld der Brücke im Grundriss klothoidenförmig von der Geraden zwischen den Pfeilern P9 und P6 abweicht, war es dank der Fahrbahnplattenverbreiterung möglich, die Elemente welche von Norden her eingeschoben werden mussten, in der verlängerten Geraden zusammenschweissen. Da jedoch viel weniger Vorland als auf der Südseite zur Verfügung gestellt werden konnte, musste mit kleineren Schüssen gearbeitet werden. In vier Schüssen wurden total 177.70 m mit einem Gesamtgewicht von 361 to eingeschoben. Der vierte und letzte Schuss von Norden her führte vom Pfeiler P7 bis und mit über die Aare. Vor dem Zusammenschluss mit der bereits montierten Stahlkonstruktion hatte der vordere Kragarm eine Länge von 69.00 m und der hintere 43.70 m.

Durch das Absenken des eingeschobenen Teils von den Rollenbatterien auf die vorgängig versetzten Lager und durch ein geschicktes Verbinden mit den anliegenden Teilen wurde dann der natürliche Verlauf der Schnittkräfte im Gebrauchszustand wieder hergestellt.

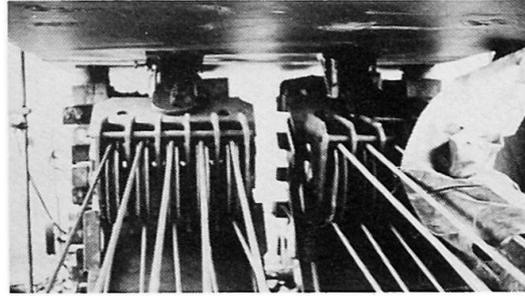
Erwähnenswert scheint mir noch, dass für all diese Bauzustände der Stahlkasten lediglich im Bereich zwischen Pfeiler P7 und P8 leicht verstärkt werden musste. Ansonst genügten die für den Gebrauchszustand optimierten Abmessungen des Stahlkastens, für sämtliche Bauzustände.

Die Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte besteht aus Ortbeton und wurde mit einem Schalwagen, welcher auf den Oberflanschen gelagert war, in einem Wochentakt von 16.00 m erstellt. Eine Ausführung in Leichtbeton hat sich infolge des hohen Leichtbetonpreises als unwirtschaftlich erwiesen. Sie ist in Quer- und im Stützenbereich auch in Längsrichtung vorgespannt. Damit Zwängungen infolge Vorspannung, Schwinden und Kriechen möglichst klein gehalten werden können, wurde der Verbund erst 6 Monate nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte erstellt.



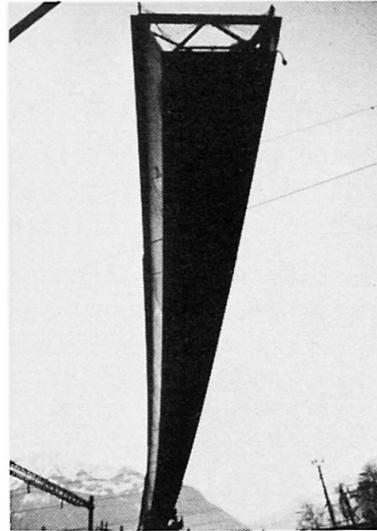
Erster Schuss bereit zum Einschieben



Seilwinden zum Vorschieben



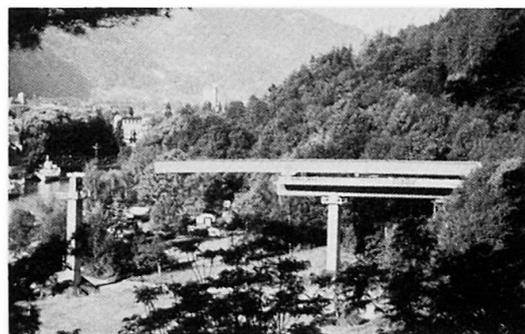
Betonieren der Fahrbahnplatte zwischen WL Nord und P 9



Einschieben über das Bahnareal



Zusammenschluss mit vorgängig versetztem Element



Zweite Einschiebeetappe von Norden her



Herstellung des natürlichen Momentenverlaufes durch Absenken und Verbinden mit den anliegenden Teilen





Korrosionsschutz

Für die im Innern des Kastens liegenden Flächen wurden folgende Arbeiten vor der Montage in der Werkstatt ausgeführt :

- Sandstrahlen bis zu einem Entrostungsgrad von Sa 2 1/2
- Zwei Grundanstriche mit Biladur-Epikote-Grund :
Mittlere Schichtdicke pro Anstrich 60 my, also total 120 my

Für die Aussenflächen des Kastens ebenfalls vor der Montage :

- Sandstrahlen analog der Innenflächen
- Zwei Grundanstriche mit Biladur-Epikote-Grund :
Mittlere Schichtdicke pro Anstrich 50 my,
- Plus ein weiterer in der Werkstatt applizierter Deckanstrich mit Epoxy-Schuppenpanzerfarbe :
Mittlere Schichtdicke ebenfalls 50 my, also total 150 my.

Nach erfolgter Montage und Fertigstellung der Fahrbahnplatte inklusive Isolation und Belag wurden die innenliegenden Flächen mit einem weiteren Biladur-Epikote-Deckanstrich mit einer mittleren Schichtdicke von 60 my versehen.

Die aussenliegenden Flächen erhielten nach erfolgter Montage einen letzten Deckanstrich mit Chlorkautschuck-Schuppenpanzerfarbe mit einer mittleren Schichtdicke von 50 my.

Bauprogramm

Mai	1981	-	Okt.	1981	Pfahlgründungen inklusive Versuchpfähle und Belastungsversuch
Juli	1981	-	Dez.	1981	Erstellung der Widerlager und der Pfeiler
Nov.	1981	-	Juli	1982	Einschieben des Stahlkastens in 5 Phasen
Febr.	1982	-	April	1982	Betonieren der Fahrbahnplatte zwischen Widerlager Nord und Pfeiler P9
März	1982	-	Nov.	1982	Betonieren der Fahrbahnplatte zwischen Widerlager Süd und Pfeiler P9
Dez.	1982	-	Mai	1983	Etappenweises Erstellen des Verbundes, anschliessend Betonieren der Bordüren
					Totale Bauzeit der Tragkonstruktion : 2 Jahre
Mai	1983	-	Okt.	1983	Fertigstellung des Bauwerkes (Isolation, Belag, Entwässerung, Signalisierung usw.)
					02. November 1983 Verkehrsübergabe

Conclusions au Séminaire VII Développements dans l'exécution de constructions métalliques

Jean-Claude BADOUX

Professeur

Ecole Polytechnique Fédérale

Lausanne, Suisse

Ce thème est complémentaire de celui consacré aux développements dans le projet et le calcul de constructions métalliques. Il n'est pas étonnant que la participation des congressistes y ait été nombreuse et de qualité comme l'ont souligné les questions posées et les discussions.

Il convient de remarquer d'emblée que beaucoup plus que dans le projet et surtout le calcul, les constructions métalliques sont d'exécution extrêmement variée et diverse à travers le monde. Les solutions choisies dépendent beaucoup des conditions économiques et des niveaux techniques. Les sujets traités ont été présentés par des ingénieurs européens, nord-américains et japonais. Aucun n'était général; ils prenaient tous appuis sur une réalisation intéressante et nouvelle, susceptible de fouetter la créativité et l'imagination technique des participants.

La contribution la plus percutante, celle de M. Martin Hartenbach (CH), mettait en évidence les problèmes de réalisation d'un long ouvrage en construction mixte acier-béton. Ce pont-route élancé, continu, avec un seul caisson, utilise au mieux les nuances et qualités d'acier et y marie des techniques de chantier très exigeantes. Cet exposé mettait bien en évidence les atouts, pour les viaducs, des sections mixtes acier-béton; il soulignait l'évolution vers des ponts plus simples avec toujours moins de raidisseurs, d'entretoises et de contreventements.

L'évolution dans la construction des ponts ne tend pas seulement vers toujours plus de ponts mixtes très durables, elle conduit aussi, pour des raisons avant tout économiques, à plus de ponts haubannés ou suspendus. L'exposé de M. K. Ostenfeld (DK) montrait une excellente solution pour fixer à la torsion des membrures rigides dans un type d'ouvrage par nature souple et léger.

Leere Seite
Blank page
Page vide