

**Vorgespannter Beton in der Schweiz
Béton précontraint en Suisse
Prestressed Concrete in Switzerland
1982–1986**



**10^e Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte
New Delhi: 16–21 février, 1986**

Umschlag:
Rheinbrücke Diepoldsau
(Photo: P. Morf, Zürich)

**Vorgespannter Beton
in der Schweiz**

**Béton précontraint
en Suisse**

**Prestressed Concrete
in Switzerland**

1982–1986

**10. FIP-Kongress
10^e Congrès de la FIP
10th Congress of the FIP
New Delhi, 1986**

Herausgegeben von der Technischen
Forschungs- und Beratungsstelle der
Schweizerischen Zementindustrie
Wildeg

Redaktion: Bruno Meyer, dipl. Bau-Ing. ETH

Copyright: Technische Forschungs- und Beratungsstelle
der Schweiz. Zementindustrie (TFB Wildegg)
CH-5103 Wildegg, 1986

Druck: BDV Basler Druck- und Verlagsanstalt,
Güterstrasse 86, CH-4002 Basel

	Vorwort · Avant-propos · Foreword	7
	Editorial	9
<hr/>		
Teil A · Part A · Part A		
Fachbeiträge zu Forschung und Entwicklung	Schwingungsverhalten teilweise vorgespannter Leichtbeton- und Betonkonstruktionen. Vibrational Behavior of Partially Prestressed Structures. Von Prof. Dr. <i>Hugo Bachmann</i> , Zürich	13
Articles techniques sur la recherche scientifique et le développement	Ponts haubanés à tablier mince: essais sur modèles. Investigation on cable stayed Concrete Bridges with Slender Deck. Par Prof. Dr. <i>René Walther</i> et <i>Rémy Estoppey</i> , Lausanne	21
Technical articles on research and development	Übersicht über die neue Norm SIA 162 (E 1984) Review of the New Swiss Building Code SIA 162 (E 1984) Von Prof. Dr. <i>Christian Menn</i> , Zürich	28
	Ermüdungsversuche an den Schrägseilen der Sunshine-Skyway-Brücke, Florida (USA). Fatigue Tests on Stay Cables of the Sunshine Skyway Bridge, Florida (USA). Von Dr. <i>Marc Ladner</i> und <i>Sándor Balás</i> , Dübendorf	32
	Schräggabelbrücke über den Rio Paraná zwischen Posadas (Argentinien) und Encarnación (Paraguay). Stay-cable Bridge over the Rio Paraná between Posadas (Argentina) and Encarnación (Paraguay). Von <i>Georges Zenobi</i> , Zürich	36
	Schutz von Spannbetonkonstruktionen gegen Korrosion durch Streuströme (am Beispiel des «Metro Manila Light Rail Transit System» in den Philippinen). Protection of Prestressed Concrete Structures from Corrosion due to Stray Current (as Shown by the «Metro Manila Light Rail Transit System» in the Philippines). Von <i>Peter Matt</i> , Bern	43
<hr/>		
Teil B · Part B · Part B		
Fünf ausgewählte Bauten	Die Rorbachbrücke bei Wassen. Von <i>Erwin Stucki</i> , Zürich	49
Cinq constructions choisies	Schrägseilbrücke über den Rhein bei Diepoldsau. Von <i>Dialma Jakob Bänziger</i> , Zürich	53
Five selected structures	Fingerdock A im Flughafen Kloten. Von <i>Hanspeter Huber</i> , Zürich	57
	Verankerte Stützmauer bei der Abwasserreinigungsanlage im Gebiet Vai in Chiasso-Vacallo. Von <i>Graziano Genini</i> , Chiasso	62
	Centre Artisanal Commercial Industriel des Baumettes à Renens. Par <i>Gilbert Etienne</i> , Renens	64
		5

Teil C · Part C · Part CVorspanntechnik in Brückenbau,
Hoch- und TiefbauTechnique de la précontrainte
dans le bâtiment et le génie civilPrestressing technique in bridge
construction, building and civil engineering

Die Birsbrücke Rütihard bei Münchenstein. Von <i>Rudolf Gisi</i> , Basel	70
Viadotto di Monte. Von <i>Luigi Brenni</i> , Mendrisio, und <i>Gianfranco Dazio</i> , Cadenazzo	72
Neubau Suchard-Tobler, Bern. Von <i>Hans Hübscher</i> und <i>Beat Schneeberger</i> , Bern	74
Brücke Axenberg Tobel. Von <i>Erwin Stucki</i> , Zürich	76
Parkhaus Kreuzbleiche, St. Gallen. Von <i>Alfred Lorenz</i> , St. Gallen	78
Parete ancorata per il «Banco di Roma per la Svizzera» a Lugano. Di <i>Basilio Filippini</i> , Sorengo, e <i>Giorgio Sartoris</i> , Lugano	80
Brücke über das Val Crotta. Von <i>Luigi Brenni</i> , Mendrisio, und <i>Gianfranco Dazio</i> , Cadenazzo	81
Fernmeldeturm St. Chrischona bei Basel. PTT-Mehrweckanlage. Von <i>Josef Kalak</i> , Basel	84
Centre Intercommunal de Glace de Malley. Par <i>Alfred Testuz</i> et <i>Roland Beylouné</i> , Epalinges	86
Les Ponts de Ballaigues. Par <i>Alfred Testuz</i> et <i>Roland Beylouné</i> , Epalinges	88
Der Viadukt Sundgauerstrasse bei Reinach (BL). Von <i>Lukas Abt</i> , Basel	90
Die neue Lorzentobelbrücke. Von <i>Ueli Eicher</i> , Zug	92
Lagerhaus in Nebikon. Von <i>Bruno Fent</i> , Seon	94
Banque Paribas (Suisse) SA, Basel. Von <i>Reinhard Zimmerli</i> und <i>Ewald Jakob Golombek</i> , Basel	96
Seez-Viadukt Walenstadt. Von <i>Hans Rigendinger</i> , Chur	98
Die Gateway-Brücke Brisbane (Australien). Von <i>Peter Matt</i> und <i>Hans-Ulrich Aeberhard</i> , Bern	100
Gare CFF de Genève-Cointrin. Par <i>Vincent Correnti</i> , Genève	102
Bahnhof Museumstrasse der Zürcher S-Bahn. Los 2.03 Hauptbahnhof. Von <i>Sandro Perucchi</i> , Zürich	104
Ponte sul Ticino a Osogna. Di <i>Olimpio Pini</i> , Lugano	106

Vorwort

Mit dieser Dokumentation, zum Anlass des 10. Internationalen Spannbeton-Kongress in New Delhi, soll ein gültiger Überblick über das Schaffen der Schweizer Ingenieure im Bereich des Spannbetonbaues in den vergangenen Jahren aufgezeigt werden.

Die zu vermittelnden Eindrücke spannen das weite Feld der Aktivitäten im konstruktiven Ingenieurbau auf: von experimenteller Forschung über die Lösung konkreter, herausfordernder Ingenieuraufgaben, die Erfahrungen mit Spannbeton-Tragwerken im Laufe der Zeit und unter dem Einfluss der Lithosphäre, Hydrosphäre und Atmosphäre bis zur Schaffung neuer, dem modernsten Erkenntnis- und Erfahrungsstand angepasster Normen.

Bei der Durchsicht der vorgestellten Tragwerksstrukturen und in höchstem Masse beim Anblick von Strukturen wie derjenigen des «Lotus Temple» in New Delhi, erinnert man sich an Worte, mit denen seinerzeit Prof. *Mirko Roš*, ETH Zürich, das sinngebende, schöpferische Tun des Ingenieurs auszudrücken versuchte:

«Der Ingenieur erweckt die scheinbar leblose Materie zum neuen Leben und gibt sie, durch Geist und Formwillen gedelt, der Menschheit wieder zurück.

Er stellt sein Werk in den Dienst der technischen Kultur, des Fortschritts und des sozialen Wohles. Wissenschaftliche Erkenntnis, Gestaltungskraft und Meisterung des Materials, Einfachheit und Klarheit, Schönheit und Kühnheit sind die

Merkmale wahrer Baukunst, welche der Ingenieur als kostbarstes Erbgut und Vorbild der Nachwelt hinterlässt.»

Allen Autoren sei für ihre Beiträge, der Schweizerischen Zementindustrie für das finanzielle Engagement – und Herrn Bruno Meyer für die Sorgfalt in der Gestaltung dieser Schrift herzlich gedankt.

Möge die Broschüre in Fachkreisen aber auch darüber hinaus, insbesondere auch bei den noch im Studium sich befindenden, angehenden Bauingenieuren eine gute Aufnahme finden und nützlich sein.

Technische Forschungs- und Beratungsstelle
der Schweiz. Zementindustrie



Willy Wilk, Direktor

La présente documentation préparée à l'occasion du 10^{ème} Congrès International de la Précontrainte qui aura lieu en 1986 à New Delhi a pour but de donner un aperçu des activités des ingénieurs suisses aux cours des années passées dans le domaine du béton précontraint.

Les impressions à transmettre comprennent le vaste domaine d'activités de l'ingénieur civil et du bâtiment: de la recherche scientifique expérimentale, de la solution de problèmes concrets et ardues, des expériences faites avec les structures porteuses en béton précontraint dans le temps, exposées aux influences de la lithosphère, de l'hydrosphère et de l'atmosphère jusqu'à l'élaboration de nouvelles normes appuyées sur les tout derniers résultats des recherches et de l'expérience.

En parcourant les structures porteuses présentées et en particulier en voyant celle du «Lotus Temple» à New Delhi, on se rappelle des mots prononcés par *Mirko Roš*, ancien professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich (ETHZ), qui décrivait ainsi l'activité créatrice de l'ingénieur: «L'ingénieur ravive les matériaux apparemment inanimés et les restitue à l'humanité ennoblis par son esprit et par sa volonté de façonner: il met son travail au service de la culture technique, du progrès et du bien-être social. La science, la force créatrice, la domination des matériaux, la simplicité, la clarté, la beauté et l'audace sont les caractéristiques du véritable art de construire et de l'œuvre que l'ingénieur lègue à la postérité.»

Nos remerciements chaleureux vont à tous les auteurs, à l'Industrie Suisse du Ciment pour son engagement financier et à M. Bruno Meyer pour la préparation soignée de cette brochure.

Nous espérons qu'elle trouvera un accueil favorable dans la profession et qu'elle rendra service, en particulier aussi, aux futurs ingénieurs des constructions civiles.

This documentation, prepared for the 10th International Prestressed Concrete Congress in New Delhi, reviews the activities of Swiss engineers in the domain of prestressed concrete during recent years.

It encompasses the wide range of activities in the construction engineering field such as:

- Experimental research used to solve tangible, challenging engineering problems;
- Experience made with prestressed concrete bearing structures in the course of time, exposed to the influences of lithosphere, hydrosphere and atmosphere;
- Creation of new specifications according to the latest findings and experiences.

Reviewing the constructions presented, in particular that of the “Lotus Temple” in New Delhi, the following words of the late Mr. *Mirko Roš*, one time professor at the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich (ETHZ) on the engineers creative work are called to mind:

“The engineer gives new life to apparently inanimate materials, returns them with spirit and new form to mankind. He performs his work for the benefit of technical culture, for progress and common weal. His scientific findings, mastery of form and material, as well as simplicity and clarity, beauty and boldness characterize the real art of construction, that precious heredity and piece of the future which he leaves behind.”

Our acknowledgements are due to the authors, to the Swiss Cement Industry for its financial commitment and to Mr. Bruno Meyer for the care and accuracy in the compilation of this brochure.

Service de recherches et conseils techniques
de l'industrie suisse du ciment

Willy Wilk, directeur

Technical Research and Advisory Institute
of the Swiss Cement Industry

Willy Wilk, Director

Vor 30 Jahren hatte die Schweiz ihr Nationalstrassennetz entworfen und mit dem Ausbau ihrer ersten Autobahnen begonnen. Dieses nationale Vorhaben mit elf neuen Strassenzügen und zugehörigen Anschlusswerken von insgesamt 1833 km Länge löste eine starke Nachfrage nach Kunstbauten von grösseren Dimensionen aus, führen doch alle schweizerischen Strassen durch die hügeligen Flusslandschaften des Mittellandes, durch voralpines und alpines Gebirge oder durch städtische Wohngebiete. Die neuen Brückenbauten wurden zur Hauptsache in Massivbauweise ausgeführt. Sie hatten dem konstruierenden Ingenieur ein grosses Bewährungsfeld eröffnet, um die bereits in den 40er Jahren entwickelten und bei kleineren Brücken erprobten Ideen des Spannbetons anzuwenden. Gleichzeitig verhalfen sie aber der Vorspanntechnik in der Schweiz zum Durchbruch und waren ausschlaggebend für die rasche Verbreitung von Schweizer Vorspannverfahren, die heute in Hoch- und Tiefbauten des In- und Auslandes angewandt werden.

Inzwischen ist das Nationalstrassennetz zu 80% ausgebaut, eine Periode des Grossbrückenbaus scheint in der Schweiz zu Ende zu sein. Der vorliegende, dreiteilige Bericht zeigt, dass aber die Vorspanntechnik trotzdem weiterentwickelt wird und sehr vielfältige Probleme löst. Er enthält sechs Beiträge zur Forschung und Entwicklung, fünf Beschreibungen ausgewählter Objekte und eine chronologisch geordnete Übersicht von 19 Bauten mit besonderen Hinweisen auf das jeweilige Konzept der Vorspannung.

Nach wie vor sind Schweizer Ingenieure an der Realisierung von ausländischen Grossprojekten beteiligt. Gefragt ist dort ihr Know-how zur Beratung des Bauherrn, zur Projektierung von Tragwerken oder zur Überwachung der Ausführung. Im Hinblick auf Qualität und Bauablauf ist es in besonderen Fällen sogar wirtschaftlicher, ganze Kabeleinheiten in der Schweiz zu fertigen und zu exportieren.

Obwohl die Neubauten im Inland heute wieder kleinere Dimensionen aufweisen und teilweise «nur» bereits Dage-wesenes ersetzen, sind sie technisch nicht minder anspruchsvoll. Engere Kostenrahmen, stärkerer Einfluss der Öffentlichkeit, schwieriger Baugrund und eine Ausführung bei beschränkten Platzverhältnissen bzw. unter Aufrechterhalten des Verkehrs verursachen einen höheren Projektierungsaufwand mit detaillierter Arbeitsvorbereitung, bieten aber auch Anreiz für neue Lösungswege. Dabei wird die Formgebung besonders beachtet, um die Bauten in ihre Umgebung einzupassen.

An technischen Neuerungen enthält dieser Bericht eine Strassenbrücke als Schrägseilkonstruktion mit schlanker Fahrbahnplatte und das Taktschiebverfahren mit einem Vorbauschubel aus Konstruktionsbeton. Im Industriebau führt die Verwendung von flachovalen Hüllrohren zu günstigeren statischen Höhen, und mit verbessertem Ablauf des Kabelverlegens werden kürzere Bauzeiten erreicht. Eng verbunden mit der Vorspanntechnik sind die Bodenanker, die grössere Baugruben erlauben und somit bei teurer werdendem Bauland eine tiefere Unterkellerung der Hochbauten ermöglichen.

Abschliessend ist festzustellen, dass in der Schweiz gegenwärtig die Qualität der Betonbauweise gesteigert wird. Diese Bestrebungen äussern sich u. a. in der neuen Norm SIA 162 (Entwurf 1984), worin für die Projektierung künftig klar gefordert wird, dass ausser der Tragsicherheit auch die Gebrauchsfähigkeit eines Bauwerkes nachzuweisen ist.

Die Autoren der nachfolgenden Beiträge zeigen, wie sie die veränderte Nachfrage bewältigen und welche neuen Gestaltungsmöglichkeiten sie dabei entwickeln.

Bruno Meyer, dipl. Bau-Ing. ETH

Il y a trente ans, la Suisse a mis sur pied son projet d'un réseau de routes nationales et commencé la construction de ses premières autoroutes. Ce réseau national avec ses neufs itinéraires nouveaux et les raccordements nécessaires comporte 1833 km. Il exigea une intense recherche dans le domaine des grands ouvrages d'art, car les routes suisses traversent toutes les régions de collines et de rivières du plateau, les terrains très accidentés des Préalpes et des Alpes ainsi que les zones habitées des villes. La plupart des nouveaux ponts sont en construction massive. Ils ont ouvert aux ingénieurs un vaste champ d'études dans le domaine des applications du béton précontraint, cette technique qui avait vu le jour dans les années 1940 et qui n'était appliquée alors que dans de petits ouvrages. On a assisté dès lors à des progrès considérables dans cette technique du béton précontraint et à un rapide développement de procédés suisses de précontrainte qui sont appliqués aujourd'hui, au pays et à l'étranger, dans le bâtiment et dans le génie civil.

Actuellement, le réseau des routes nationales est achevé à 80% et la période de construction des grands ponts semble être terminée en Suisse. Or le présent rapport, divisé en trois parties, montre que malgré cela, la technique de la précontrainte continue à se perfectionner et à trouver des applications nombreuses. Ce rapport contient six contributions à la recherche et au développement, cinq descriptions d'ouvrages et un historique englobant 19 constructions avec la mention de la conception de la précontrainte qui prévalait à l'époque de chacune d'elles.

Aujourd'hui comme auparavant, les ingénieurs suisses participent à de grandes réalisations à l'étranger. On y fait appel à leur expérience pour les conseils aux maîtres d'ouvrages, pour établir des projets ou pour en surveiller l'exécution. En considération de la qualité et du respect des programmes, il est même parfois des cas où il est plus économique de préparer en Suisse les câbles nécessaires et de les exporter.

Bien qu'en Suisse les ouvrages à construire soient de nouveau de petite dimension et destinés «seulement» à en remplacer des anciens, ils ne posent pas moins des problèmes ardu. Possibilité financière limitée, plus forte pression de l'opinion publique, fondations difficiles, exécution dans un espace restreint avec maintien du trafic, tout ceci entraîne des exigences plus élevées dans l'élaboration du projet et une préparation beaucoup plus détaillée des étapes de travaux; mais cela suscite aussi une impulsion dans la recherche de solutions nouvelles plus satisfaisantes également du point de vue esthétique.

En fait de nouveauté technique, le rapport mentionne un pont haubané avec tablier en dalle mince ainsi que le procédé des cycles de poussage avec avant- bec en béton faisant partie de l'ouvrage. Dans la construction industrielle, l'emploi de gaines ovales permet une meilleure utilisation de la hauteur statique et grâce à une plus grande facilité de la pose des câbles, à des temps de construction plus courts. Étroitement associés à la technique de la précontrainte, les câbles d'ancrage permettent des fouilles plus profondes et par conséquent une augmentation du nombre des étages en sous-sol pour les bâtiments situés sur des parcelles très chères. Remarquons pour terminer que la qualité des ouvrages en béton va augmenter en Suisse. Cet effort se remarque notamment dans la nouvelle norme SIA 162 (projet 1984) qui exige clairement que les projets futurs fassent la preuve, non seulement de la sécurité à l'égard des charges, mais également de la longévité des ouvrages prévus.

Les auteurs des communications qui suivent montrent comment ils maîtrisent ces nouvelles exigences et quels sont les moyens nouveaux qu'ils proposent pour cela.

Bruno Meyer, ing. dipl. EPF

30 years ago the Swiss had achieved planning and designing their national highway net and were tackling construction of the first pertinent sections. This nationwide scheme, including eleven completely new highways with the pertaining junctions, totals a length of 1833 km¹. Due to the fact, that all Swiss roads are winding themselves through hilly country coasting river beds of the central tableland ("Mittelland") or through prealpine and alpine mountain ranges, as well as through city agglomerations the realization of this scheme caused a soaring demand for art work of considerable dimensions. The newer bridges were mainly built according to the concrete construction methods. Their realization put to severe tests planning and designing engineers, who had to apply the ideas in the realm of prestressed concrete, worked out and applied in smaller bridge construction projects, and adjust them for the construction of larger ones. In doing so they helped the prestressing technique in Switzerland to a breakthrough and were responsible for the quick expansion of the Swiss prestressing techniques, which today are widely applied in building and civil engineering at home and abroad.

Meanwhile 80% of the Swiss national highway net have been achieved; as a result of which the era of the construction of large bridges seems to come to a close in Switzerland. The present tripartite volume shows, that in spite of this the prestressing technique is further developed and often applied. It comprises six reports dealing with research and development, five descriptions of selected objects and a chronological survey of 19 constructions with special references to the prestressing conception applied.

Swiss engineers are still involved in the realization of important projects abroad. Their know-how is required to advise owners, to project and design supporting structures as well as to supervise their construction. In view of quality and building process it may, in particular cases, even be cheaper to have whole cable units made in Switzerland and exported to site.

Though at present new constructions at home are of smaller size and often merely conceived to replace existing ones, their design and realization are certainly not less exacting. Lower cost limits, the increase influence of public opinion, bad soil conditions and very restricted areas available for construction without obstructing or hindering the traffic flow, require extremely accurate planning, designing and more detailed preparatory work, which however simultaneously offer an incentive to seek new ways of tackling tricky problems. This applies in particular to the esthetics of a construction which must also harmonize with the environment.

As technical novelties the brochure brings a cable-stayed road bridge with a thin bridge deck and the incremental launching method putting completed sections into place by means of a structural concrete launching nose. In industrial construction the use of flat oval sheaths improves static height, and improved cable laying methods shorten construction time. Closely connected with the prestressing technique are the soil anchors which permit deeper building pits, so that more basement floors can be realized in each building, no mean advantage with soaring land prices!

It is furthermore ascertained, that at present concrete construction quality is improving in Switzerland. This trend is also reflected by the new Building Code No 162 issued by the Swiss Society of Engineers and Architects (SIA), of which a draft appeared in 1984, in which besides structural safety, serviceability of a construction has to be proved.

The authors of the reports are showing in which way changed demands can be met thus developing new design possibilities.

Bruno Meyer, dipl. Ing. ETH

Teil A · Part A · Part A

Fachbeiträge zu
Forschung und Entwicklung

Articles techniques
sur la recherche scientifique
et le développement

Technical articles on research
and development

Schwingungsverhalten teilweise vorgespannter Leichtbeton- und Betonkonstruktionen

Von Prof. Dr. Hugo Bachmann, Zürich

1. Problemstellung

Die Erfahrung zeigt, dass es oft schwierig ist, das Schwingungsverhalten von Leichtbeton- und Betonkonstruktionen einigermaßen zuverlässig vorauszusagen. Vor allem die massgeblichen Grössen Eigenfrequenzen und Dämpfung unterliegen zahlreichen Einflüssen, die meist nicht genauer bekannt sind bzw. rechnerisch nur approximativ erfasst werden können.

Beschränkt man sich vorerst auf voll vorgespannte und auf nur schlaff bewehrte Konstruktionen, so können folgende Feststellungen gemacht werden:

Die Eigenfrequenzen hängen insbesondere von den Biegesteifigkeiten der Tragkonstruktion ab, sofern nicht sekundäre Elemente wie Geländer, Beläge, nichttragende Zwischenwände usw. eine versteifende Wirkung ausüben. Bei voll vorgespannten Konstruktionen kann die Biegesteifigkeit rechnerisch verhältnismässig gut erfasst werden. Bei schlaff bewehrten Konstruktionen hingegen führen die Rissbildung und insbesondere die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu erheblichen Unsicherheiten.

Die Dämpfung setzt sich bei Konstruktionen im linear-elastischen Beanspruchungsbereich im allgemeinen aus der Materialdämpfung und der Systemdämpfung zusammen. Die Materialdämpfung entspricht der im Innern einer Konstruktion durch das Material dissipierten Energie. Systemdämpfung ereignet sich vor allem an den Rändern der Konstruktion. Sie kann praktisch null sein (ideale Auflagerbedingungen) oder auch ein Vielfaches der Materialdämpfung betragen (z. B. Strassenüberführung als Rahmenkonstruktion mit im Erdreich eingebetteten Rahmenstielen). Im Rahmen dieses Aufsatzes wird nur die Materialdämpfung betrachtet. Diese ist bei voll vorgespannten Konstruktionen verhältnismässig gering. Das Dämpfungsmass ξ (Verhältnis der Dämpfung zur kritischen Dämpfung) liegt in der Grössenordnung von 0,4% (Leichtbeton) bis 0,7% (Beton). Bei nur schlaff bewehrten Konstruktionen liegt das Dämpfungsmass höher, und es variiert in weiten Bereichen. Insbesondere der Bewehrungsgehalt und die Beanspruchungshöhe haben einen wesentlichen Einfluss. Es können Werte in der Grössenordnung von nur $\sim 0,6\%$ (Leichtbeton, grosser Bewehrungsgehalt, grosse Beanspruchung) bis zu $\sim 5\%$ (Beton, kleiner Bewehrungsgehalt, kleine Beanspruchung) festgestellt werden.

Teilweise vorgespannte Konstruktionen stellen gewissermassen eine Mischung zwischen voll vorgespannten und nur schlaff bewehrten Konstruktionen dar. Je nach Vorspanngrad können bestimmte Eigenschaften der beiden herkömmlichen Konstruktionsarten kombiniert werden. Dies trifft auch für das Schwingungsverhalten zu. Insbesondere wird die bei voller Vorspannung sehr geringe Materialdämpfung durch teilweise Vorspannung unter Umständen nicht unerheblich vergrössert (geringer schlaffer Bewehrungsgehalt, verhältnismässig geringe Beanspruchung nach der Rissbildung). Da sich bei Resonanzanregung die Schwingwerte im wesentlichen umgekehrt proportional zur Dämpfung verhalten, kann dies im Vergleich zur vollen Vorspannung eine wesentliche Verringerung der Schwingungsbeanspruchung zur Folge haben.

Am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETH Zürich) wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes experimentelle und theoretische Arbeiten über das Schwingungsverhalten

Vibrational Behavior of Partially Prestressed Structures

By Prof. Dr. Hugo Bachmann, Zurich

1. The Problem

Experience shows that it is often difficult to predict reliably the behavior of vibrating lightweight-concrete and concrete structures. In particular, the significant values, namely eigenfrequencies and damping, are subject to numerous influences which in most cases are not exactly known, or else only approximately determinable by calculation.

Concentrating first on fully prestressed and non-prestressed reinforced structures, following findings can be stated: The eigenfrequencies mainly depend upon flexural stiffness of the structure, so long as secondary elements, such as balustrades, pavements, non-supporting walls, etc. do not exert a stiffening effect. The flexural stiffness of fully prestressed structures can be determined with relative exactness. On the other hand, in the case of non-prestressed reinforced structures, cracking and, in particular, the concomitant action of concrete between cracks lead to considerable uncertainties.

In the range of the linear-elastic sollicitation of structures, damping is generally the sum of material damping and system damping. Material damping corresponds to the energy dissipated by the materials in the interior of a structure. System damping occurs in particular at the edges of the structure. It may be practically zero (in the case of ideal support conditions) or may be many times the material damping (e.g. a road overpass as a frame structure with posts embedded in the soil). This paper deals only with material damping, which is relatively modest in fully prestressed structures. The damping ratio ξ (damping/critical damping) ranges between 0.4% in lightweight concrete to 0.7% in concrete. Non-prestressed reinforced structures show a higher damping ratio which varies extensively. In particular, the level of sollicitation and the ratio of reinforcement exert a major influence. Values of merely $\sim 0.6\%$ (lightweight concrete, high sollicitation, high ratio of reinforcement) to $\sim 5\%$ (concrete, low sollicitation, low ratio of reinforcement) may be found.

In a way, partially prestressed structures present a mixture of fully prestressed and non-prestressed structures. According to the degree of prestress, specific properties of both types of conventional structures may be combined. This also applies to the vibrational behavior. Particularly, the very low material damping in the case of full prestressing may be considerably increased in the case of partial prestressing (relatively low sollicitation after cracking, low ratio of non-prestressed reinforcement). In case of resonance forcing, the vibrational amplitude is mainly inversely proportional to damping, which may result in a relevant diminuation of the vibrational stress.

At the Institute of Structural Engineering at the Swiss Federal Institute of Technology Zurich (ETH), within the framework of a research project, experimental and theoretical work has been done in the field of vibrational behavior of non-prestressed, of fully and of partially prestressed lightweight-concrete and concrete structures. In the following, some essential results are somarily presented. For further detailed information see Ref. [5]. Object of special interest is the dynamic behavior of partially prestressed structures considering the fact that no research data are known in this field until today. However, the two extreme cases of non-prestressed and fully prestressed structures must also be taken into consideration.

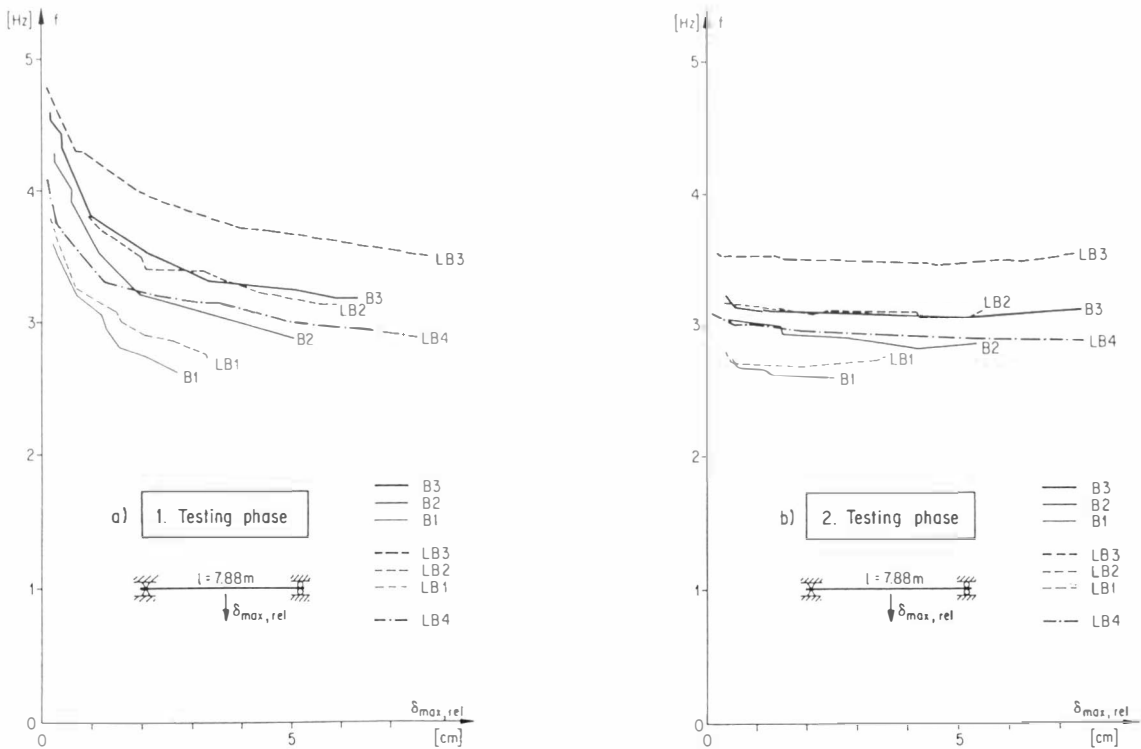


Fig. 2. Abhängigkeit der Eigenfrequenz der schlaff bewehrten Versuchs balken von der dynamischen Beanspruchung – Relation entre la fréquence propre et la sollicitation dynamique pour la poutre d'essais armée à l'aide d'armature passive – Dependence of eigenfrequency of the non-prestressed test beams on dynamic solicitation

von schlaff bewehrten, voll und teilweise vorgespannten Konstruktionen aus Leichtbeton und Beton durchgeführt. Nachfolgend werden einige wesentliche Ergebnisse kurz zusammengefasst. Für Einzelheiten wird auf [5] verwiesen. Im besonderen interessiert das dynamische Verhalten teilweise vorgespannter Konstruktionen, da hierüber noch kaum Untersuchungen vorliegen. Dabei müssen auch die «Grenzfälle» nur schlaff bewehrter und voll vorgespannter Konstruktionen miteinbezogen werden.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die mitgeteilten absoluten Werte, insbesondere was die Dämpfung betrifft, an die hier untersuchten Parameterkonstellationen gebunden sind und nicht verallgemeinert werden dürfen. Es zeigen sich jedoch einige klare Tendenzen, die interessante Folgerungen erlauben.

2. Verhalten von schlaff bewehrten Leichtbeton- und Betonkonstruktionen

In einer ersten Versuchsreihe wurden insgesamt 7 schlaff bewehrte Leichtbetonbalken (Bezeichnungen LB1–LB4) und Betonbalken (Bezeichnungen B1–B3) geprüft [1]. Fig. 1 zeigt die Abmessungen und Bewehrungen. Die Längsbewehrungsgehalte betragen 0,57% (B1, LB1), 1,01% (B2, LB2, LB4) und 1,57% (B3, LB3). Für den Leichtbeton wurden Blähton-Zuschlagstoffe Leca-hade verwendet. Er wies eine Rohdichte (inkl. Bewehrung) von $1,76 \text{ t/m}^3$ (LB1, LB2, LB3) bzw. $1,53 \text{ t/m}^3$ (LB4) sowie Würfeldruckfestigkeiten von $35 \div 44 \text{ N/mm}^2$ bzw. 24 N/mm^2 auf. Die entsprechenden Werte des Betons waren $2,50 \text{ t/m}^3$ und $30 \div 39 \text{ N/mm}^2$. Die Balken wurden hauptsächlich bei einer Spannweite von 7,88 m mittels eines servo-hydraulischen Schwingers durch Resonanzversuche sowie zusätzlich durch Ausschwingversuche geprüft. Ferner konnte aus statischen Last-Durchbiegungsversuchen die im jeweiligen Zeitpunkt der Belastungsgeschichte vorhandene Biegesteifigkeit bestimmt werden.

2.1 Versuchsergebnisse Eigenfrequenzen

Es werden in Fig. 2 die festgestellten Eigenfrequenzen f (Grundfrequenz des Balkens) in ihrer absoluten Grösse betrachtet:

- In einer 1. Prüfphase reduzierten sich erwartungsgemäss die Eigenfrequenzen wegen der fortschreitenden Ausbildung der Risse und des dadurch verursachten Steifig-

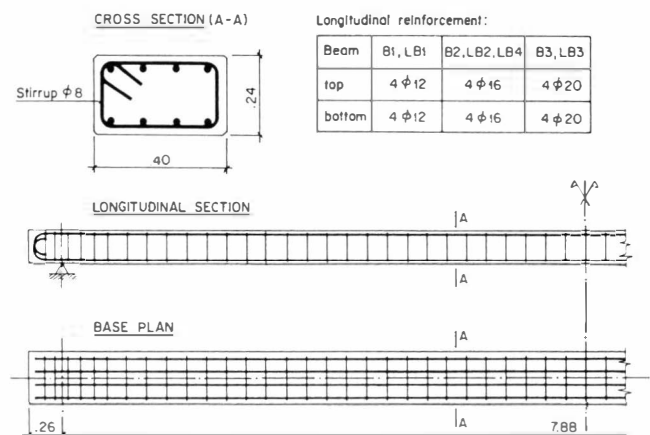


Fig. 1. Abmessungen und Bewehrungen der schlaff bewehrten Versuchs balken – Dimensions et armatures de la poutre d'essais armée à l'aide d'armature passive – Dimensions and reinforcements of the non-prestressed test beams

It must be clearly pointed out that the here published absolute values, in particular those concerning damping, have been derived from the studied parameter constellation and should therefore not be generalized. However, some clear tendencies can be noted, which may lead to interesting conclusions.

2. Behavior of Non-Prestressed Structures

In a first testing serie, a total of seven non-prestressed beams (four lightweight concrete beams, labeled LB1 to LB4; three concrete beams, labeled B1 to B3) were tested and reported in Ref. [1]. The dimensions and the areas of reinforcement are shown in Fig. 1. The ratios of the longitudinal reinforcement were: 0.57% (B1, LB1), 1.01% (B2, LB2, LB4) and 1.57% (B3, LB3). The lightweight concrete was fabricated with Leca-hade expanded-clay aggregates and had a density of mass (including reinforcement) of 1.76 t/m^3 (LB1, LB2, LB3) and of 1.53 t/m^3 (LB4), and a corresponding compressive cube strength of 35 to 44 N/mm^2 and 24 N/mm^2 .

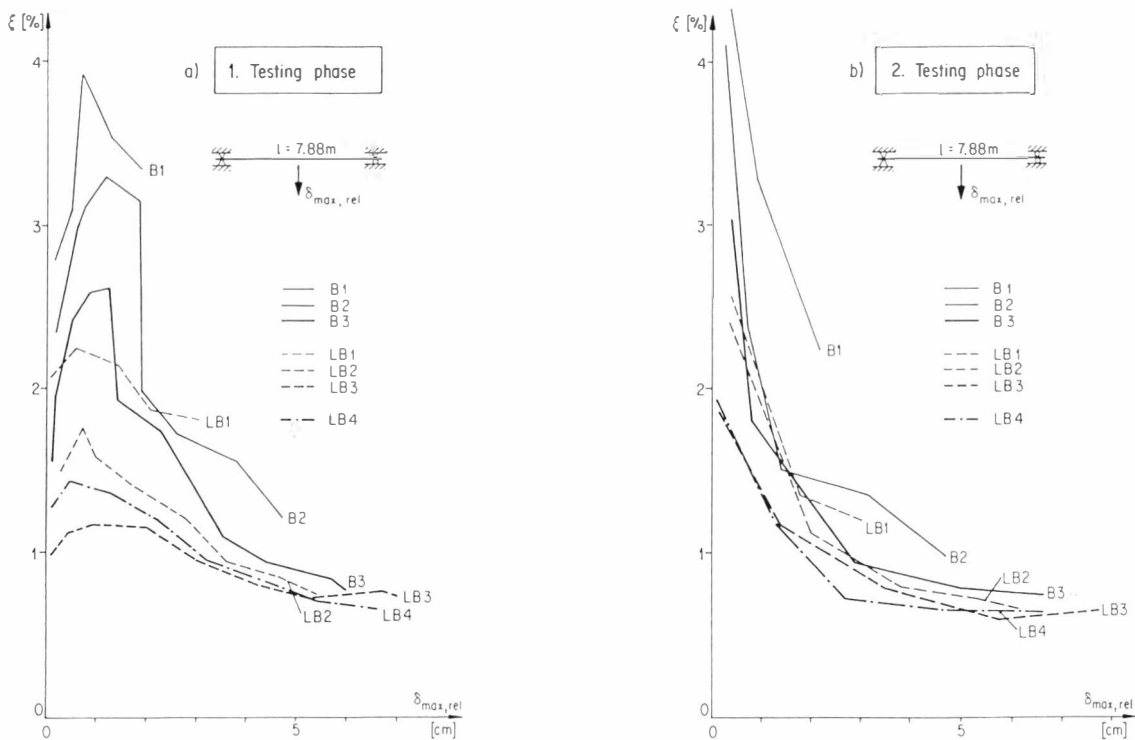


Fig. 3. Abhängigkeit der Dämpfung der schlaff bewehrten Versuchsbalen von der dynamischen Beanspruchung – Relation entre l'amortissement et la sollicitation dynamique pour la poutre d'essais armée à l'aide d'armature passive – Dependence of damping of the non-prestressed test beams on dynamic solicitation

keitsabfalls mit wachsender dynamischer Relativedurchbiegung $\delta_{max,rel}$ d.h. mit steigender Beanspruchung (Fig. 2a). Die Abminderung gegenüber dem ungerissenen Zustand war bei den schwach bewehrten Balken grösser als bei den stärker bewehrten. Sie betrug bei den Leichtbetonbalken 33 bis 44% und bei den Betonbalken 47 bis 54%.

- Die anfänglich kleineren Eigenfrequenzen der Leichtbetonbalken – trotz geringerer Masse durch den wesentlich kleineren E-Modul bedingt – nahmen mit zunehmender Beanspruchung und Rissbildung weniger stark ab als die Eigenfrequenzen der entsprechenden Betonbalken.
- Bei Wiederholung des Prüfprogramms in einer 2. Prüfphase waren die Eigenfrequenzen im ganzen Beanspruchungsbereich nahezu konstant, da sich keine wesentlichen neuen Risse mehr bildeten, und sich deshalb die Balkensteifigkeit kaum mehr veränderte (Fig. 2b).

2.2 Versuchsergebnisse Dämpfung

Als Kenngrösse für die Dämpfung wird das äquivalente viskose Dämpfungsmaß ξ verwendet. Dieses entspricht dem Dämpfungsmaß eines analogen Schwingers mit rein viskoser Dämpfung. Das logarithmische Dekrement δ ist gleich $\xi \cdot 2 \pi$. Es wird die Fig. 3 betrachtet:

- In der 1. Prüfphase nahm die Dämpfung während der fortschreitenden Ausbildung der Risse mit wachsender dynamischer Relativedurchbiegung $\delta_{max,rel}$, d.h. mit steigender Beanspruchung, vorerst zu (Fig. 3a).
- Dann wurde ein Zustand erreicht, bei dem die Dämpfung nicht mehr weiter anstieg.
- Sobald nahezu sämtliche Risse ausgebildet waren, nahm die Dämpfung mit steigender Beanspruchung wieder ab. Bei grosser Beanspruchung – entsprechend einer Stahlspannung in der Biegebewehrung nahe bei der Proportionalitätsgrenze – wurden bei den mittel und stark bewehrten Balken (1,01 bzw. 1,57%) sehr kleine Dämpfungsmasse von grossenteils $\xi < 1\%$ festgestellt.
- Bei Wiederholung des Prüfprogramms in der 2. Prüfphase an den nun vollständig gerissenen Balken ergab sich bei kleinen Beanspruchungen eine im Vergleich zur 1. Prüfphase höhere Dämpfung (Fig. 3b). Bei den schwach bewehrten Balken (0,57%) wurden Dämpfungsmasse von rund 4% beim Betonbalken und von rund 2,5% beim Leichtbetonbalken festgestellt.
- Bei grossen Beanspruchungen wurden hingegen wieder

The corresponding values of the concrete were: 2.50 t/m³ and 30 to 39 N/mm². By means of a servohydraulic vibrator and with a span of 7.88 m, the beams were subjected to resonance tests and additional decay tests. Moreover, static-load-deflection tests made it possible to determine the bending stiffness at the actual instant of the loading history.

2.1 Eigenfrequenzen, Test Results

Considered are the eigenfrequencies f (basic frequency of the test beam) shown in Fig. 2 in their absolute dimension:

- In a first testing phase, the eigenfrequencies decreased, as expected, on account of progressive cracking and the ensuing loss of stiffness, with increasing dynamic relative deflection $\delta_{max,rel}$, i.e. with increasing dynamic solicitation (Fig. 2a). In comparison with the crackless condition, the decrease of eigenfrequencies was more pronounced in the beams with low area of reinforcement. In the lightweight-concrete beams, the decrease was 33 to 44%, and in the concrete beams 47 to 54%.
- Compared with the corresponding concrete beams, the initially smaller eigenfrequencies of the lightweight-concrete beams – due to the substantially smaller elastic modulus and in spite of smaller mass – diminished at a lesser rate under increased solicitation and cracking.
- Repeating the test programme in a second testing phase, the eigenfrequencies in the entire range of solicitation showed minor variations due to no additional cracking. Thus, the beam stiffness remained nearly unchanged (Fig. 2b).

2.2 Damping, Test Results

For damping, the equivalent viscous damping ratio ξ is used as a characteristic value. It corresponds to the damping ratio of an analogous vibrator with purely viscous damping. The logarithmic decrement δ is equivalent to $\xi \cdot 2 \pi$. Considering Fig. 3 we find:

- In the first testing phase, damping increased on account of progressive cracking with increasing dynamic relative deflection $\delta_{max,rel}$, i.e. with increasing dynamic solicitation (Fig. 3a).
- A stage was then reached in which damping did not further increase.
- As soon as almost all cracks had materialized under increasing solicitation, damping decreased. Under high solicitation – corresponding to a steel tension in the

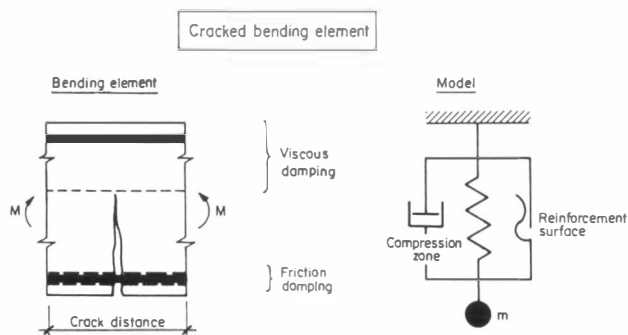


Fig. 4. Dämpfungsmodell für ein gerissenes Biegeelement – Modèle d'amortissement pour un élément de flexion fissuré. – Damping model for a cracked bending element

dieselben oder noch etwas kleinere Dämpfungsmasse ($\xi < 1\%$) wie in der 1. Prüfphase festgestellt.

Das günstigste Dämpfungsverhalten von nur schlaff bewehrten Konstruktionen ergibt sich somit

- nach abgeschlossener Rissbildung
- bei kleinen Längsbewehrungsgehalten
- bei kleiner dynamischer Beanspruchung.

Diese Feststellungen sind bedeutsam im Hinblick auf das Dämpfungsverhalten von teilweise vorgespannten Konstruktionen. Diese weisen meist einen verhältnismässig kleinen Gehalt an schlaffer Längsbewehrung auf, der das Rissverhalten weitgehend bestimmt, und die Höhe der (Zusatz-) Beanspruchungen nach der Rissbildung ist ebenfalls meist klein.

2.3 Theoretisches Dämpfungsmodell

Die in diesen Versuchen am gerissenen Stahlbetonbalken festgestellte Abnahme der Dämpfung ξ mit steigender dynamischer Beanspruchung sowie die festgestellten teilweise sehr niedrigen Dämpfungsmasse von $\xi < 1\%$ sind auf den ersten Blick überraschende Tatsachen. Sie werden in der Literatur bisher kaum erwähnt. Meist wird angenommen, dass Stahlbeton im gerissenen Zustand eine Dämpfung von $\xi = 2 \div 5\%$ aufweist. Anhand des in der Dissertation [2] dargestellten theoretischen Dämpfungsmodells gelingt es jedoch, beide Phänomene auf plausible Weise zu erklären. Demnach setzt sich die Dämpfung in gerissenen Stahlbetonbalken aus zwei Anteilen zusammen: Einem Anteil infolge viskoser Dämpfung in der Biegedruckzone und einem Anteil infolge Reibungsdämpfung (Coulombdämpfung) in der Biegezugzone. Letzterer entsteht im Bereich der Oberfläche der Längsbewehrung durch deren zyklische Relativverschiebung gegenüber dem Beton. Diese Erklärung ist inzwischen durch ähnliche Untersuchungen bestätigt worden [3].

Fig. 4 zeigt das grundlegende Dämpfungsmodell für ein gerissenes Biegeelement. Ein Stahlbeton-Tragwerk lässt sich aus lauter solchen sowie aus ungerissenen Biegeelementen zusammensetzen. Fig. 5 zeigt schematisch die Abhängigkeit des Dämpfungsmasses ξ von der Beanspruchungshöhe. Der Anteil der viskosen Dämpfung ξ_V ist unabhängig von der Höhe der Beanspruchung, während der Anteil der Reibungsdämpfung ξ_R hyperbolisch abfällt. Zusammen, d. h. $\xi = \xi_V + \xi_R$, ergibt sich ein Verlauf, der sehr gut mit demjenigen von Fig. 3b übereinstimmt.

Mathematisch lässt sich dies – vereinfacht – wie folgt erklären: Das Dämpfungsmass ist definiert als Verhältnis der gesamten in einem Schwingungszyklus dissipierten Energie zur elastisch gespeicherten Energie desselben Schwingungszyklus. Letztere ist proportional zum Quadrat der Beanspruchung. Dasselbe gilt für die durch viskose Dämpfung dissipierte Energie, so dass das oberwähnte Verhältnis bzw. dessen Anteil ξ_V unabhängig von der Beanspruchung ist. Die durch Reibungsdämpfung dissipierte Energie hingegen ist linear proportional zur Beanspruchung, so dass das Verhältnis bzw. dessen Anteil ξ_R umgekehrt proportional zur Beanspruchung verläuft. Weitere Einzelheiten können [2, 4] entnommen werden.

bending reinforcement just below the proportionality limit – very small damping values of $\xi < 1\%$ were found in beams with average or high ratio of reinforcement (of 1.01, 1.57% respectively).

- Repeating the testing programme in the second testing phase, the wholly cracked beams under low solicitation showed a damping ratio which was higher than the damping ratio found during the first testing phase (Fig. 3b). Beams with a low ratio of reinforcement (0.57%) showed damping values of approximately 4% (concrete beams) and of approximately 2.5% (lightweight-concrete beams).
- Under high solicitation the damping ratios were the same or somewhat smaller ($\xi < 1\%$) than those found in the first testing phase.

The most favorable damping behavior of non-prestressed structures thus results

- after completion of cracking
- with a low ratio of longitudinal reinforcement
- under low dynamic solicitation.

These findings are very important with regard to the damping behavior of partially prestressed structures. Such structures mostly show a relatively low ratio of non-prestressed longitudinal reinforcement, which mainly determinates cracking behavior, and the level of (additional) solicitation after cracking is also mostly small.

2.3 Theoretical Damping Model

At first sight the decrease of the damping ratio ξ found in the tests of the reinforced concrete beams under increasing dynamic solicitation as well as the ascertained partly very low damping ratios $\xi < 1\%$ appear to be surprising facts, which are hardly mentioned in the pertinent literature. In most cases it is presumed that cracked reinforced concrete shows a damping ratio of $\xi = 2$ to 5%. However, the theoretical model described in the thesis, Ref. [2], allows a plausible explanation of both phenomena. Damping in cracked reinforced concrete-beam elements consists of two components; one of which is due to viscous damping in the flexural compression zone, and the other due to friction damping (Coulomb damping) in the flexural tension zone. The latter originates on the surface of the longitudinal reinforcement because of its cyclic relative slip within the concrete. This explanation has meanwhile been confirmed by a similar research projects (Ref. [3]).

A reinforced concrete structure can be composed of cracked bending elements as well as of uncracked bending elements. Figure 4 presents the basic damping model for a cracked bending element. Figure 5 shows schematically the dependence of the damping ratio ξ on the level of solicitation. The viscous-damping contribution ξ_V is independent of the solicitation, whilst the friction-damping contribution ξ_R decreases hyperbolically. Taken together, i.e. $\xi = \xi_V + \xi_R$, the function tallies very well with the course shown in Fig. 3b. Mathematically this can be explained, in a simplified form, as follows: The damping ratio is defined as being the ratio of the total energy dissipated during a vibration cycle and the elastic stored energy of the same vibration cycle. The latter is proportional to the square of the solicitation. The energy dissipated through viscous damping is also proportional to the square of the solicitation, so that the contribution ξ_V to the ratio ξ is independent from the solicitation. On the other hand, the energy dissipated by friction damping is linearly proportional to the solicitation, so that the contribution ξ_R develops inversely proportionally to the solicitation, producing a hyperbolic function. Further details can be found in Refs. [2] and [4].

3. Behavior of Partially Prestressed Structures

In a second testing series to the same research project, two further beams of lightweight concrete and concrete were tested (Ref. [5]) and the same testing equipment was generally used. Both beams had the same non-prestressed reinforcement as beams LB1 and B1, the ratio of which amounted to 0.51%. Prestress was achieved by means of six unbonded straight tension bars of 12 mm diameter and a tendon of seven cold-drawn prestressing wires of 7 mm

3. Verhalten von teilweise vorgespannten Leichtbeton- und Betonkonstruktionen

In einer zweiten Versuchsreihe desselben Forschungsprojektes wurden Versuche an weiteren Leichtbeton- und Betonbalken durchgeführt [5]. Diese hatten dieselben äusseren Abmessungen wie die vorher beschriebenen Prüfkörper, und es wurden weitgehend dieselben Versuchseinrichtungen und Prüfverfahren angewendet. Die beiden Balken wiesen die gleiche schlaffe Bewehrung auf wie die Balken LB1 und B1, d. h. der Schlauffstahl-Bewehrungsgehalt betrug 0,51%. Zur Vorspannung wurden sowohl sechs insgesamt zentrisch angebrachte gerade Spannstangen $\varnothing 12$ mm ohne Verbund als auch ein in einem Hüllrohr geführtes parabolisch verlegtes Spannglied aus sieben kaltgezogenen Spanndrähten $\varnothing 7$ mm verwendet, das gegen Schluss der Versuche injiziert wurde. Fig. 6 zeigt den Querschnitt in Balkenmitte. Der Leichtbeton mit Blähtonzuschlagstoffen Leca-hade wies eine Rohdichte (inkl. Bewehrung) von $1,73 \text{ t/m}^3$ und eine Würfeldruckfestigkeit von 44 N/mm^2 auf. Die entsprechenden Werte des Betons waren $2,37 \text{ t/m}^3$ und 42 N/mm^2 .

Durch Zufügen bzw. Weglassen und durch unterschiedliches Spannen der erwähnten Spannstähle sowie durch Verändern der Balkenmasse konnten voll vorgespannte, nur schlaff bewehrte oder mit unterschiedlichem Vorspanngrad teilweise vorgespannte Träger erzeugt werden. Bei der Auswertung musste der Einfluss der Belastungsgeschichte berücksichtigt werden. Weitere Einzelheiten sind in [5] dargestellt.

Als wichtige Kenngrösse wurde der Vorspanngrad des Querschnitts in Balkenmitte verwendet. In Anlehnung an [6] wird wie folgt unterschieden:

Vorspanngrad unter ständiger Last (Balkenruhelage):

$$\bar{\alpha} = \frac{M_{Dec}}{M_0}$$

Vorspanngrad unter dynamischer Last (maximale dynamische Relativedurchbiegung nach unten):

$$\alpha = \frac{M_{Dec}}{M_0 + M_{Rel}}$$

Darin bedeuten:

M_{Dec} : Dekompressionsmoment (Moment, das zusammen mit der Wirkung der Vorspannkraft am unteren Querschnittsrand die Spannung null erzeugt).

M_0 : Moment infolge ständiger Last (Balkenruhelage)

M_{Rel} : Moment infolge dynamischer Last (maximale dynamische Relativedurchbiegung nach unten)

Durch die dynamische Belastung nimmt der Vorspanngrad ab, d. h. für gleiche Vorspannkraft ist stets $\alpha < \bar{\alpha}$. Für $\alpha \geq 1$ treten am unteren Querschnittsrand keine Zugspannungen auf, d. h. der Querschnitt ist voll vorgespannt. Für $1,0 > \alpha > 0$ ist der Querschnitt teilweise vorgespannt. Der Vorspanngrad kann indessen nur als grober Anhaltspunkt dienen, da er sich lediglich auf die Verhältnisse am unteren Querschnittsrand in Balkenmitte im Zeitpunkt maximaler dynamischer Relativedurchbiegung bezieht.

3.1 Versuchsergebnisse Eigenfrequenzen

Es werden in Fig. 7 die in Abhängigkeit vom Vorspanngrad festgestellten Eigenfrequenzen f (Grundfrequenz des Balkens) betrachtet. Diese sind bezogen auf einen Wert f_0 für volle Vorspannung. Aufgetragen sind Werte, die aus einer Prüfphase mit injiziertem parabolischem Spannglied stammen (Einfluss der Belastungsgeschichte berücksichtigt und bezogen auf eine einheitliche Balkenmasse).

– Erwartungsgemäss verringerten sich die Eigenfrequenzen mit abnehmendem Vorspanngrad $\bar{\alpha}$ in Balkenruhelage und wachsender dynamischer Last, d. h. mit kleinerem α . Dies ist auf die mit kleinerem Vorspanngrad geringere Biegesteifigkeit zurückzuführen. Die Abminderung der Eigenfrequenz gegenüber dem voll vorgespannten Zustand betrug beispielsweise beim Leichtbetonbalken mit $\bar{\alpha}=0,91$ und $\alpha=0,56$ 8%, und beim Betonbalken mit $\bar{\alpha}=0,80$ und $\alpha=0,54$ 17%.

– Ähnlich wie bei den nur schlaff bewehrten Balken der ersten Versuchsreihe nahm die Eigenfrequenz des Leichtbetonbalkens mit kleinerem Vorspanngrad weniger stark ab als die Eigenfrequenz des Betonbalkens.

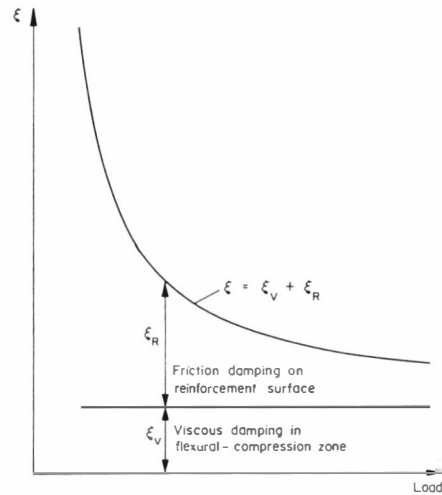


Fig. 5. Abhängigkeit der Dämpfung von der Beanspruchung gemäss dem Dämpfungsmodell von Fig. 4 (schematisch) – Relation entre l'amortissement et la sollicitation selon le modèle de la figure 4 (schématique) – Dependence of the damping on dynamic solicitation according to the damping model in figure 4 (schematically)

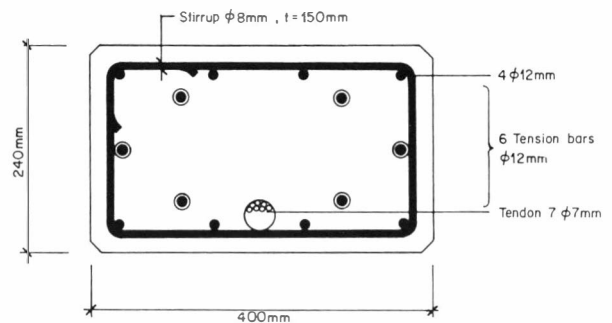


Fig. 6. Querschnitt der teilweise vorgespannten Versuchsbalken (Balkenmitte) – Section de la poutre d'essais partiellement précontrainte (milieu de la poutre) – Cross-section of the partially prestressed test beams (mid-beam)

diameter placed in a parabolic steel duct, which toward the ending of the tests was grouted. The cross-section of the beams (mid-beam) is shown in Fig. 6. The lightweight concrete was fabricated again with Leca-hade expanded-clay aggregates and had a density of mass (including reinforcement) of $1,73 \text{ t/m}^3$ and a compressive cube strength of 44 N/mm^2 . For the concrete the corresponding values amounted to $2,37 \text{ t/m}^3$ and 42 N/mm^2 .

By adding or omitting and applying different tensions to the above mentioned tension bars and to the tendons as well as by modifying the beam mass, fully prestressed beams as well as non-prestressed beams as well as partially prestressed beams with various degrees of prestress could be obtained. For data processing, the influence of the load history had to be considered. Further details are given in Ref. [5].

As an important characteristic value the degree of prestress of the beam's cross-section at mid-beam was used. According to Ref. [6], distinction is made between:

Degree of prestress under permanent load at the beam's position at rest:

$$\bar{\alpha} = \frac{M_{Dec}}{M_0}$$

Degree of prestress under dynamic load (dynamic relative deflection downwards):

$$\alpha = \frac{M_{Dec}}{M_0 + M_{Rel}}$$

where:

M_{Dec} : decompression moment (the moment which, combined with the action of the prestressing force, produces zero concrete stress at the extreme bottom fiber of a cross-section)

M_0 : moment due to permanent load (at the beam's position at rest)

M_{Rel} : moment due to dynamic load (dynamic relative deflection downwards)

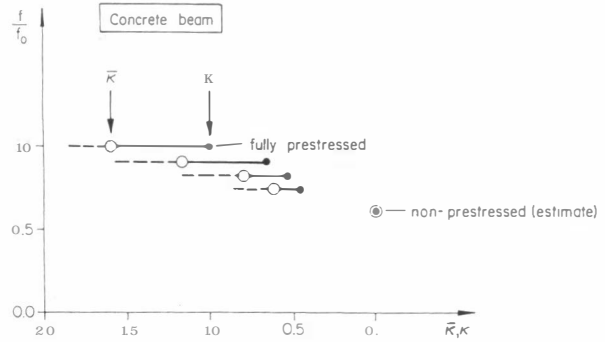
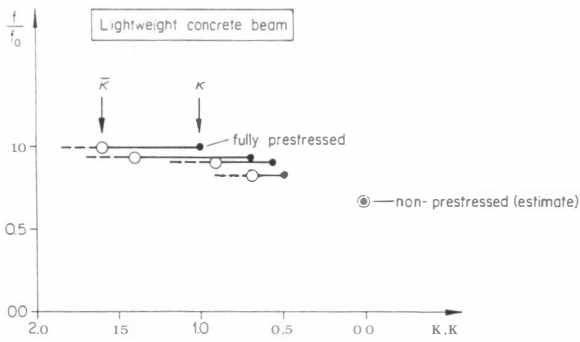


Fig. 7. Abhängigkeit der Eigenfrequenz der Versuchsbalken vom Vorspanngrad – Relation entre la fréquence propre et le degré de précontrainte pour la poutre d'essais – Dependence of eigenfrequency of the test beams on the degree of prestress

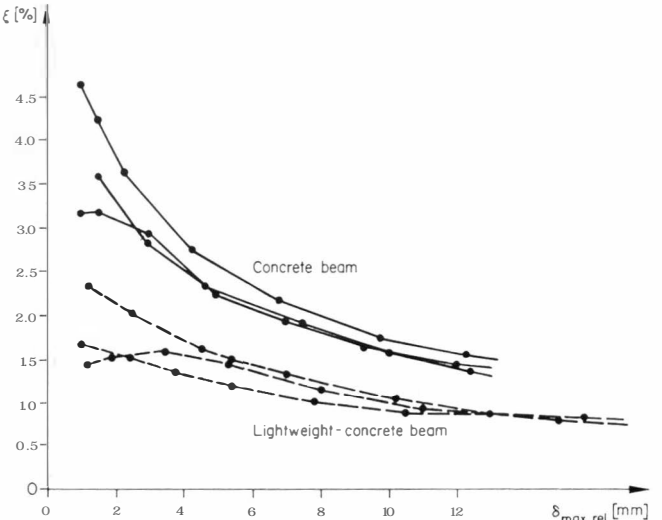
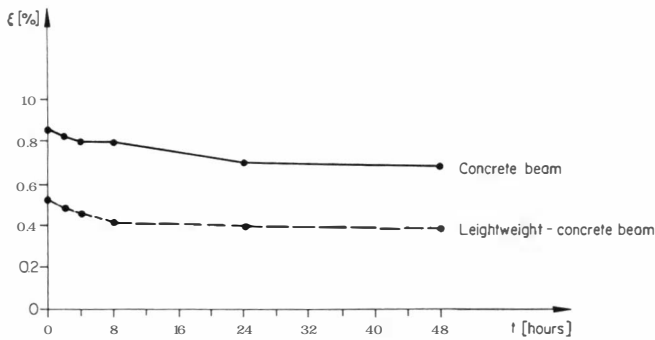


Fig. 8. Abhängigkeit der Dämpfung der voll vorgespannten Versuchsbalken vom Zeitpunkt nach dem Aufbringen der Vorspannkraft – Variation de l'amortissement en fonction du temps à partir de la mise en précontrainte pour la poutre totalement précontrainte – Dependence of damping of the fully prestressed test beams on lapse of time after applying the prestressing force

Fig. 9. Abhängigkeit der Dämpfung der teilweise vorgespannten Versuchsbalken von der dynamischen Beanspruchung – Relation entre l'amortissement et la sollicitation dynamique pour la poutre d'essais partiellement précontrainte – Dependence of damping of partially prestressed test beams on the dynamic solicitation

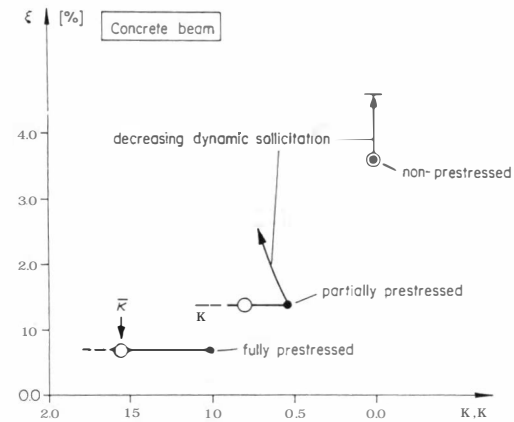
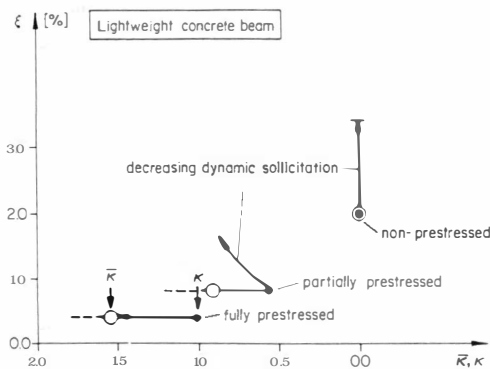


Fig. 10. Abhängigkeit der Dämpfung der Versuchsbalken vom Vorspanngrad (Ausgewählte Resultate, zum Teil schematisch) – Relation entre l'amortissement et le degré de précontrainte pour la poutre d'essais (résultats choisis, en partie schématisés) – Dependence of damping of the test beams on degree of prestress (selection of results, some of it shown schematically)

3.2 Versuchsergebnisse Dämpfung

Als Kenngröße für die Dämpfung wird wie bei der ersten Versuchsreihe das äquivalente viskose Dämpfungsmass ξ verwendet. Es werden die Figuren 8, 9 und 10 betrachtet.
 – Bei den voll vorgespannten Balken war die Dämpfung sehr gering. Eine Stunde nach Aufbringen der Vorspannkraft betrug sie beim Leichtbetonbalken $\xi \approx 0,5\%$ und beim Betonbalken $\xi \approx 0,8\%$ (Fig.8).

Because of dynamic loading, the degree of prestress decreases of from \bar{x} to x , i.e. for the same prestressing force x is always smaller than \bar{x} . For $x \geq 1$, no tensile stresses are produced at the extreme bottom fibre of the cross-section, i.e. the cross-section is fully prestressed. For $1.0 > x > 0$, the cross-section is partially prestressed. The degree of prestress x , however, merely serves as a relative point of reference, referring to conditions at the extreme bottom fibre of

- Mit zunehmender Zeitspanne zwischen dem Aufbringen der Vorspannkraft und der Versuchsdurchführung verringerte sich die Dämpfung bei den voll vorgespannten Balken. Nach 48 Stunden erreichte sie einen praktischen Endwert von $\xi \approx 0,4\%$ beim Leichtbetonbalken und $\xi \approx 0,7\%$ beim Betonbalken (Fig.8).
- Im vollständig gerissenen, jedoch wieder voll vorgespannten Zustand (Risse überdrückt) wiesen beide Balken eine rund 35% höhere Dämpfung als im ungerissenen Zustand auf.
- Im vollständig gerissenen und nicht vorgespannten Zustand wurden je nach dynamischer Beanspruchung Dämpfungsmasse beim Leichtbetonbalken von etwa 2 bis 3,5% und beim Betonbalken von etwa 3,5 bis 4,5% festgestellt (Fig.10, vertikale Pfeile). Diese Resultate stimmten gut überein mit denjenigen der nur schlaff bewehrten Balken der ersten Versuchsreihe mit gleichem schlaffem Längsbewehrungsgehalt (LB1, B1).
- Bei den teilweise vorgespannten Balken mit festem Vorspanngrad $\bar{\alpha}$ in Balkenruhelage ergab sich in ähnlicher Weise wie bei den nur schlaff bewehrten Balken der ersten Versuchsreihe eine starke Abhängigkeit von der dynamischen Relativedurchbiegung $\delta_{max, rel}$, d.h. von der dynamischen Beanspruchung (Fig.9). Es zeigte sich im wesentlichen der typische hyperbolische Verlauf. Dieser ist auf die durch die Rissbildung aktivierte Reibungsdämpfung zwischen der schlaffen Längsbewehrung und dem umgebenden Beton zurückzuführen. Die in einem Hüllrohr verlegte vorgespannte Bewehrung leistet keinen wesentlichen Beitrag an die Dämpfung. Das Dämpfungsmass verringerte sich mit zunehmender Beanspruchung beim Leichtbetonbalken von etwa 2,5% bis auf 1% und beim Betonbalken von etwa 4,5% bis auf 1,5%.
- Das Dämpfungsmass bei teilweiser Vorspannung war somit bei den beschriebenen Versuchen je nach Parameterkonstellation – v.a. je nach Höhe der Beanspruchung – rund 2 bis 6 mal grösser als bei voller Vorspannung.
- Bei teilweiser Vorspannung mit etwa gleichbleibender dynamischer Beanspruchung vergrössert sich die Dämpfung mit abnehmendem Vorspanngrad $\bar{\alpha}$ in Balkenruhelage (Fig.10, leere Kreise). Abnehmende dynamische Beanspruchung bzw. abnehmender Vorspanngrad α bei gleichbleibendem Vorspanngrad $\bar{\alpha}$ bewirkt ebenfalls eine Vergrösserung der Dämpfung (Fig.10, nach oben weisende Pfeile, auch Fig.9).

Das günstigste Dämpfungsverhalten von teilweise vorgespannten Konstruktionen ergibt sich somit

- nach abgeschlossener Rissbildung
- bei kleinem Vorspanngrad $\bar{\alpha}$ in Ruhelage
- bei kleiner dynamischer Beanspruchung.

4. Folgerungen

Obwohl beim dynamischen Verhalten von teilweise vorgespannten Konstruktionen zahlreiche Parameter eine Rolle spielen und noch viele Fragen offen sind, können aus den dargestellten Untersuchungen einige grundlegende Zusammenhänge erkannt werden:

Die Eigenfrequenzen von teilweise vorgespannten Konstruktionen sind erwartungsgemäss und entsprechend der geringeren Biegesteifigkeit kleiner als bei analogen voll vorgespannten Konstruktionen. Die Eigenfrequenzen verringern sich mit abnehmendem Vorspanngrad. Die Dämpfung (Materialdämpfung) von teilweise vorgespannten Konstruktionen wird nach der Rissbildung weitgehend durch die schlaffe Längsbewehrung bestimmt. Die Dämpfung ist erheblich grösser als diejenige von analogen voll vorgespannten Konstruktionen. Wie bei nur schlaff bewehrten Konstruktionen zeigt sich eine starke Abhängigkeit der dynamischen Beanspruchung. Hohe Beanspruchungen bewirken eine erheblich kleinere Dämpfung als niedrige Beanspruchungen. Dies ist auf die durch die Rissbildung aktivierte Reibungsdämpfung zwischen der schlaffen Längsbewehrung und dem umgebenden Beton zurückzuführen. Die in einem Hüllrohr verlegte vorgespannte Bewehrung leistet keinen wesentlichen Beitrag an die Dämpfung. Hingegen bewirkt bei etwa gleichbleibender dynamischer Beanspruchung eine Verringerung des Vorspanngrades in

the cross-section at mid-beam at the moment of maximum dynamic relative deflection.

3.1 Eigenfrequencies, Test Results

In Fig. 7, the eigenfrequencies f (basic frequency of the beam) as a function of the degree of prestress are shown. These eigenfrequencies are related to a value f_0 for a fully prestressed beam. The values of a testing phase with grouted duct are shown taking into account the influence of the load history and relating to a standard beam mass.

- As expected, the eigenfrequencies decreased with the diminishing permanent-load degree of prestress $\bar{\alpha}$ in the beam's position at rest and with increasing dynamic-load i.e. with lower α . This is due to the bending stiffness decreasing with a lower degree of prestress. For example, the decrease of the eigenfrequency of the partially prestressed beam compared with the eigenfrequency of the fully prestressed beam amounted in the lightweight-concrete beam with $\bar{\alpha}=0.91$ and $\alpha=0.56$ to 8% and in the concrete beam with $\bar{\alpha}=0.80$ and $\alpha=0.54$ to 17%.
- Similar to what occurred in non-prestressed reinforced beams in the first testing series, the decrease of the eigenfrequency was less pronounced for the lightweight-concrete beam.

3.2 Damping, Test Results

As has been done in the first testing series, the equivalent viscous damping ratio ξ has been used as the characteristic damping value (Figs. 9 and 10).

- In the case of fully prestressed beams, damping was very small. One hour after prestressing, the damping ratio ξ amounted to 0.5% in lightweight-concrete beams and to 0.8% in concrete beams (Fig. 8).
 - With increasing lapse of time between prestressing and testing, damping decreased in the fully prestressed beams. After 48 hours the damping ratio ξ reached a practical final value of 0.4% in lightweight-concrete beams and 0.7% in concrete beams (Fig. 8).
 - In fully cracked, but fully represtressed condition (cracks closed), both types of beams showed a damping which was approximately 30% higher than in crackless condition.
 - In fully cracked non-prestressed condition depending on the dynamic solicitation damping values of approximately 2 to 3.5% were found in lightweight-concrete beams and of 3.5 to 4.5% in concrete beams. (Fig. 10, vertical arrows). These results tallied well with those found in non-prestressed reinforced beams in the first testing series with the same ratio of longitudinal reinforcement (LB1, B1).
 - The partially prestressed beams with fixed permanent-load degree of prestress $\bar{\alpha}$ at the beam's position at rest showed a strong dependence on the dynamic relative deflection $\delta_{max, rel}$, i.e. on the dynamic solicitation (Fig. 9), similar to the non-prestressed reinforced beams of the first testing series. The same typical hyperbolic course appeared. This is due to friction damping between the non-prestressed longitudinal reinforcement and the surrounding concrete activated by cracking. The prestressed tendons positioned in a duct did not essentially contribute to damping. With increasing dynamic solicitation, the damping ratio decreased from 2.5 to 1% in the lightweight-concrete beams and from 4.5 to 1.5% in the concrete beams.
 - In the case of partial prestressing, the damping ratio in the described tests turned out to be twice to six times higher than in the case of full prestressing, depending on the parameter constellation, in particular on the level of solicitation (Fig. 9 compared with Fig. 8).
 - With approximately constant permanent-load degree of prestress $\bar{\alpha}$ a decreasing dynamic solicitation (or a decreasing dynamic-load degree of prestress α) also increases the damping (Fig. 10, arrows pointing upwards, also Fig. 9).
- The most favorable damping behavior of partially prestressed concrete structures therefore results
- after completion of cracking
 - with a low degree of prestress under permanent load $\bar{\alpha}$
 - under low dynamic solicitation.

Balkenruhelage eine Vergrößerung der Dämpfung. Das erheblich günstigere Dämpfungsverhalten von teilweise vorgespannten Konstruktionen im Vergleich zu demjenigen von voll vorgespannten Konstruktionen kann insbesondere bedeutsam sein im Falle von Resonanzanregungen. Dabei muss natürlich auch der Einfluss der teilweisen Vorspannung auf die Eigenfrequenzen berücksichtigt werden.

Verdankungen

Die hier zusammengefassten experimentellen und theoretischen Untersuchungen wurden gefördert durch die Firma Hunziker & Cie. AG Zürich, Hersteller der Blähton-Zuschlagstoffe Leca-hade, und durch die ETH Zürich. Die Herren dipl. Ing. *W. Gisin* und Dr. *R. Dieterle* sowie weitere Mitarbeiter des Instituts für Baustatik und Konstruktion der ETH waren an den experimentellen und theoretischen Arbeiten beteiligt. Für diese Unterstützung möchte der Verfasser den besten Dank aussprechen. Ferner sei auf die Erstpublikation eines ähnlichen Aufsatzes in der Zeitschrift «Beton- und Stahlbetonbau» hingewiesen.

4. Conclusions

Though numerous parameters play a part in the dynamic behavior of partially prestressed structures, and many questions remain still open, the tests described make it possible to perceive some basic correlations.

As expected and according to the lower bending stiffness, the eigenfrequencies of partially prestressed concrete structures are lower than in analogous fully prestressed ones. The eigenfrequencies decrease with the diminishing degree of prestress. After cracking, damping (material damping) of partially prestressed structures is largely governed by the non-prestressed longitudinal reinforcement. Damping is considerably higher than in analogous fully prestressed structures. As happens in non-prestressed structures, there is a strong dependence on the dynamic solicitation. High solicitation produces relevantly lower damping than low solicitation. This is due to friction damping between the non-prestressed longitudinal reinforcement and the surrounding concrete activated by cracking. The prestressed reinforcement placed in a duct does not contribute significantly to damping. However, under an approximately constant dynamic solicitation, a decrease of the permanent-load degree of prestress at the structure's position at rest produces an increased damping.

The considerably more favorable damping behavior of partially prestressed structures, compared to that of fully prestressed structures, may be particularly significant in the case of resonance forcing. In this connection, the influence of the partial prestress upon the eigenfrequencies has, of course, to be considered.

Acknowledgement

The forementioned research and tests were sponsored by Hunziker Corp. in Zurich, producers of Leca-hade expanded-clay aggregates, and by the Swiss Federal Institute of Technology Zurich (ETH). Mr. *W. Gisin*, research associate, and Mr. *R. Dieterle*, Dr. sc. techn., as well as other co-workers of the Institute of Structural Engineering, took an active part in research and testing. The author wishes to thank all those who supported his endeavors in producing this paper. Reference is furthermore made to prior publication of a similar article in the Journal "Beton- und Stahlbetonbau" (in German).

Résumé: Les fréquences propres et l'amortissement sont principalement responsables du comportement dynamique des constructions.

La fissuration peut conduire pour des constructions en béton armé et en béton partiellement précontraint à des réductions importantes des rigidités à la flexion et des fréquences propres. L'amortissement (dû à la matière) est pour les constructions totalement précontraintes relativement petit (amortissement de l'ordre de $\xi = 0,4 \div 0,7\%$). Pour les constructions en béton armé, l'amortissement varie dans un domaine plus large ($\xi = 0,6 \div 5\%$). En particulier, le niveau de sollicitation et le pourcentage d'armature ont une grande influence. D'après le modèle de Dieterle, l'amortissement se décompose en deux parties: L'amortissement visqueux de la zone comprimée en flexion et l'amortissement par friction de l'armature longitudinale. Pour des constructions partiellement précontraintes, l'amortissement est plus grand que pour des constructions analogues totalement précontraintes. Cette différence provient de l'amortissement par friction de l'armature longitudinale activé par la fissuration. Les aciers de précontrainte se trouvant à l'intérieur de gaines n'apportent aucune contribution sensible à l'amortissement. Le meilleur amortissement pour des constructions partiellement précontraintes a lieu pour une fissuration complète, pour un petit degré de précontrainte dans la poutre en position de repos, et pour des sollicitations dynamiques faibles.

Literatur-Verzeichnis

- [1] *Dieterle R., Bachmann, H.:* «Einfluss der Rissbildung auf die dynamischen Eigenschaften von Leichtbeton- und Betonbalken» – Influence of cracking on the dynamic behavior of lightweight concrete and concrete beams. – Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 32, 1980.
- [2] *Dieterle, R.:* «Modelle für das Dämpfungsverhalten von schwingenden Stahlbetonträgern im ungerissenen und gerissenen Zustand» – Models for the damping behavior of vibrating reinforced concrete beams in the uncracked and cracked conditions. – Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 111, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, April 1981.
- [3] *Oetes A.:* «Zur werkstoffgerechten Berechnung der Erdbebenbeanspruchung in Stahlbetontragwerken» – The calculation of the solicitation of reinforced concrete structures under earthquake loading. – Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 25, 1985.
- [4] *Dieterle, R., Bachmann, H.:* "Experiments and Models for the Damping Behaviour of Vibrating Reinforced Concrete Beams in the Uncracked and Cracked Conditions". Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 119, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Oktober 1981.
- [5] *Gisin W., Bachmann H.:* «Versuche zum dynamischen Verhalten teilweise vorgespannter Leichtbeton- und Betonbalken» – Experiments on the dynamic behavior of partially prestressed lightweight concrete and concrete beams. – Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7501-2, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart (in Vorbereitung).
- [6] *Bachmann H.:* "Design of Partially Prestressed Concrete Structures Based on Swiss Experiences". Journal of the Prestressed Concrete Institute (PCI), Vol.29, No.4, July/August 1984.

Ponts haubanés à tablier mince: essais sur modèles

Par Prof. Dr. René Walther et Rémy Estoppey, Lausanne

Investigation on cable stayed Concrete Bridges with Slender Deck

By Prof. Dr. René Walther and Rémy Estoppey, Lausanne

1. Introduction

A la suite des importants développements des ponts haubanés à tablier mince (Fig. 1), il a été jugé opportun d'effectuer des essais sur modèle à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

En effet, il existe un certain nombre de problèmes d'un abord analytique délicat, qu'un essai sur modèle permet de cerner en une seule fois, tout en s'assurant de visu du bon comportement de la structure envisagée. De plus, l'expérience acquise lors d'une précédente recherche sur des dalles biaisées a confirmé que la technique des modèles en microbéton armé permet de reproduire le comportement non-linéaire du béton, y compris la fissuration. De ce fait, les résultats sont parfaitement représentatifs par rapport à ceux d'une structure réelle.

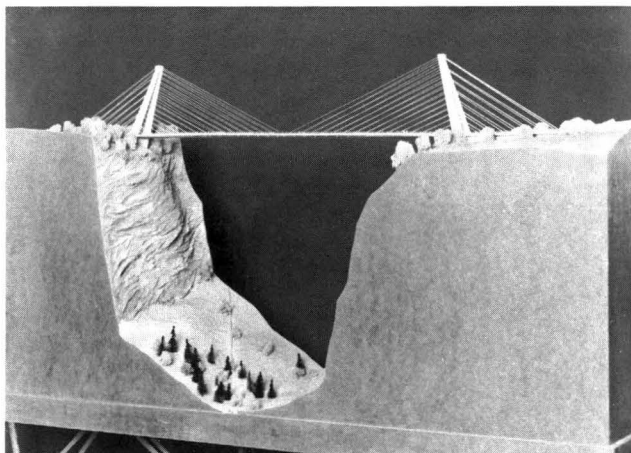
L'étude a été réalisée en deux étapes. Dans un premier temps, un modèle simple, de dimensions réduites, nous a permis d'étudier la faisabilité de ce type d'essai notamment quant à la modélisation des haubans et de leurs ancrages, ainsi que celle du tablier en microbéton armé. Dans un second temps, on a construit un modèle de dimensions supérieures, permettant une meilleure approche de la réalité. Les buts de cette étude sont les suivants:

- déterminer la charge et le mode de ruine du système;
- étudier la stabilité du tablier mince;
- étudier la répartition dans les haubans d'une charge concentrée sur la tablier;
- déterminer les modes et fréquences propres de vibration;
- évaluer le coefficient d'amplification dynamique;
- évaluer les effets physiologiques des vibrations dues au trafic.

2. Modélisation

L'échelle choisie entre le prototype et le modèle est 1:20. La similitude est basée sur la conservation de la géométrie du

Fig. 1. Dala bridge project (Switzerland): 210 m central span, 14 m wide, 40 cm deck thickness - Projet du pont de la Dala (Suisse): portée centrale 210 m, largeur 14 m, épaisseur du tablier 40 cm - Projekt der Brücke Dala (Schweiz): Hauptspannweite 210 m, Breite 14 m, Stärke der Fahrbahnplatte 40 cm



1. Introduction

After the recent developments on cable stayed concrete bridges with slender deck it was considered useful to test scale models of these structures (Fig.1) at the Lausanne Institute of Technology (EPFL).

Indeed, there are some complex problems to be solved in their analysis which should be verified by the testing of such models. These should closely represent the behaviour of the real structure. Moreover, previous experience acquired on the testing of microconcrete skew slabs, also carried out at the Institute, has enabled the use of the microconcrete modeling technique to represent both the non-linear behaviour and the cracking pattern of concrete.

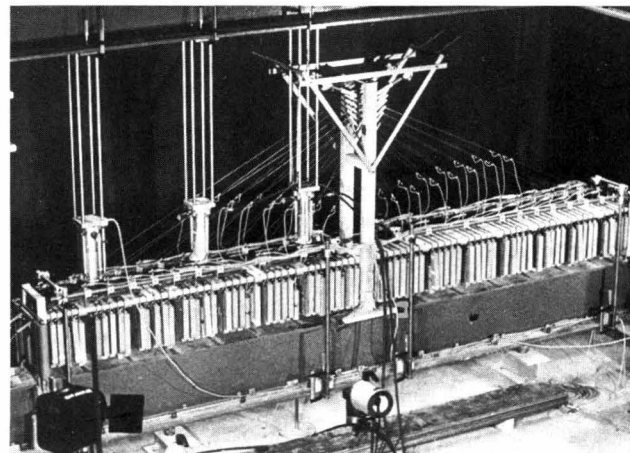
The research study was divided in two parts. Firstly, a simple scale model was built, in order to check the feasibility of the modeling technique itself. Careful attention was drawn to details of the model cables, their anchorages and to the microconcrete deck. Secondly, a larger model, which was physically more representative of the real structure, was tested. The aims of this research are:

- to find the ultimate load and the collapse mechanism of the system;
- to study the stability of the slender deck;
- to analyse the distribution of forces on the cables due to a concentrated load on the deck;
- to measure the modes and frequencies of vibration of the structure;
- to determine the coefficient of dynamic amplification;
- to evaluate the physiological effects of vibrations due to traffic.

2. Model Laws

The scale chosen between the prototype and the model is 1:20. The similarity conditions are obtained by keeping the geometry of the system throughout the deformation states. This allows to have a one-to-one relationship between the

Fig. 2. General view of model 1 with overload on the left half and stress-scaled concrete blocks suspended from the deck - Vue générale du modèle 1 avec surcharge sur la moitié gauche et poids de similitude des charges permanentes - Ansicht des Modells Nr. 1 mit Verkehrslast auf der linken Hälfte und Betongewichten infolge Dauerlast



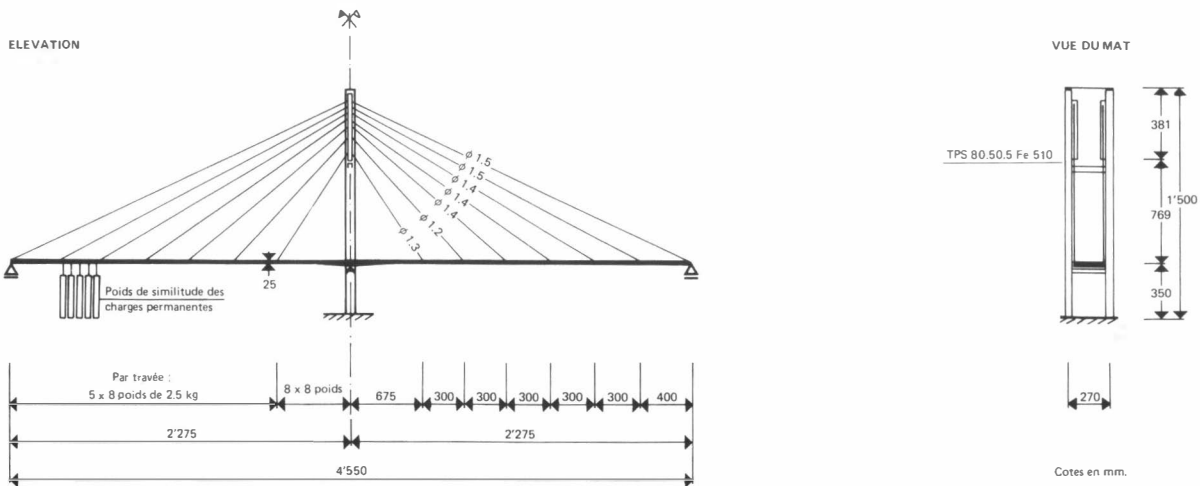


Fig. 3. Principal dimensions of model 1 - Dimensions principales du modèle 1 - Hauptabmessungen des Modells Nr. 1

système à l'état déformé. Ceci permet d'obtenir un rapport unitaire entre les contraintes dans le prototype et celles dans le modèle. Cependant, pour garantir cette similitude, il faut majorer les charges permanentes d'un facteur 20. Prenons l'exemple d'un cube de béton de 1 mètre de côté. A sa base, sous son poids propre, on obtient des contraintes de $0,024 \text{ N/mm}^2$. A l'échelle 1:20, ce cube a 5 cm de côté et les contraintes correspondantes sont de $0,0012 \text{ N/mm}^2$. Si l'on multiplie par 20 le poids propre du modèle, on obtient effectivement la même contrainte que dans le prototype. On verra dans la suite comment on a tenu compte de ce phénomène pour chaque modèle.

3. Modèle No 1

3.1 Description du modèle

Le modèle représente un demi pont (Fig. 2, 3). Le mât, métallique, est composé de deux tubes verticaux TPS 80.50.5 reliés par deux profilés CAP 80 (Fe 510).

Le tablier a une largeur de 210 mm et une épaisseur de 25 mm dans la partie courante allant jusqu'à 35 mm au droit du mât. L'armature est constituée d'un treillis soudé à maille rectangulaire $10 \times 20 \text{ mm}$ ($\varnothing 1,5 \text{ mm}$). La surface des fils est lisse et les efforts sont introduits par l'intermédiaire de l'armature perpendiculaire soudée.

Les haubans sont des fils d'acier à très haute résistance (corde à piano) d'un diamètre compris entre 1,2 et 1,5 mm.

3.2 Similitude

Comme on l'a vu plus haut, pour conserver l'échelle des forces au niveau de charges permanentes, il faut multiplier ces dernières par un facteur 20. On a rempli cette condition en suspendant une série de poids sous le tablier.

3.3 Description de l'essai

L'essai est subdivisé en deux parties distinctes:

- Application au moyen d'un système de leviers d'une surcharge concentrée $Q=0,4 \text{ kN}$ (160 kN à l'échelle du prototype) sur une surface de 7 cm^2 au droit de chaque hauban;
- Application sur l'une des deux travées d'une surcharge répartie introduite par trois vérins sur un mécanisme qui la distribue sur 15 points équidistants (Fig. 4). Elle est augmentée progressivement jusqu'à la ruine du système. Les paliers retenus pour la présentation des résultats sont les suivants: charges permanentes ($g=3,52 \text{ kN/mm}^2$, $q=0$), charge de service ($q=0,2 \text{ g}$) et charge de ruine.

3.4 Résultats: charge concentrée

Le but est de montrer la capacité de la dalle à répartir une charge concentrée dans un grand nombre de haubans. La charge est placée en trois endroits différents. Les résultats sont présentés sous forme de diagrammes indiquant en pourcent la part de la charge verticale reprise par chaque hauban (Fig. 5). Les chiffres obtenus sont significatifs et

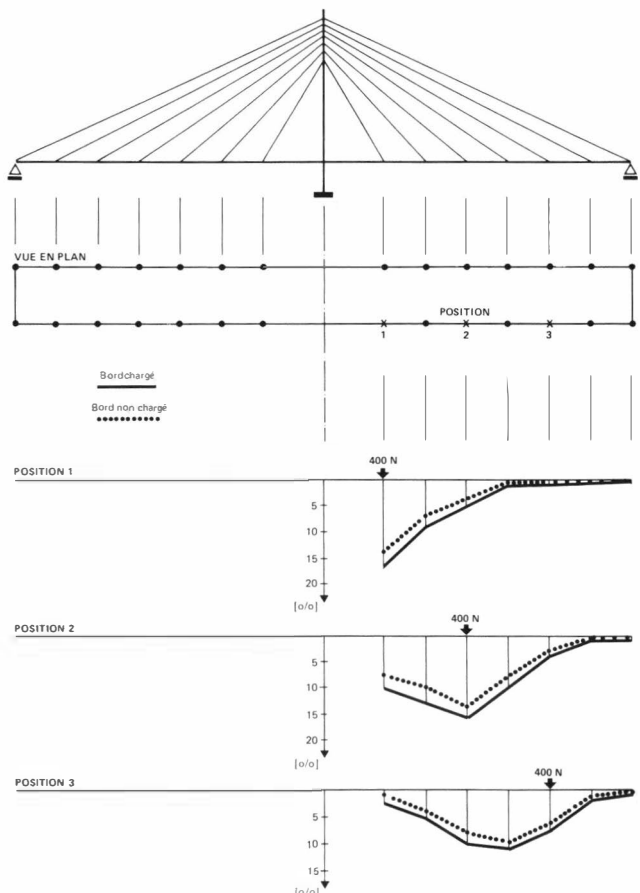
stresses on the prototype and on the model. However, to achieve an accurate modeling of the stresses, it is necessary to increase the permanent loads by a factor of 20. For example, a concrete cube of one meter each side will have at its base a stress of 0.024 N/mm^2 , due to its own weight. At a scale of 1:20, a 5 cm cube on each side will produce at its base a stress equal to 0.0012 N/mm^2 . If the weight of this small cube is multiplied by 20, the same stresses are obtained as in the prototype. It will be shown how this is taken into account for each model.

3. Model No 1

3.1 Description

The model represents half of a bridge (Fig. 2 and 3). The steel pylon is made of two vertical pipes, TPS 80.50.5, connected by two steel sections, CAP 80 (Fe 510).

Fig. 5. Distribution of forces in the cables due to a concentrated load - Répartition des forces dans les câbles pour des charges concentrées - Lastverteilung in den Kabeln infolge Einzellast



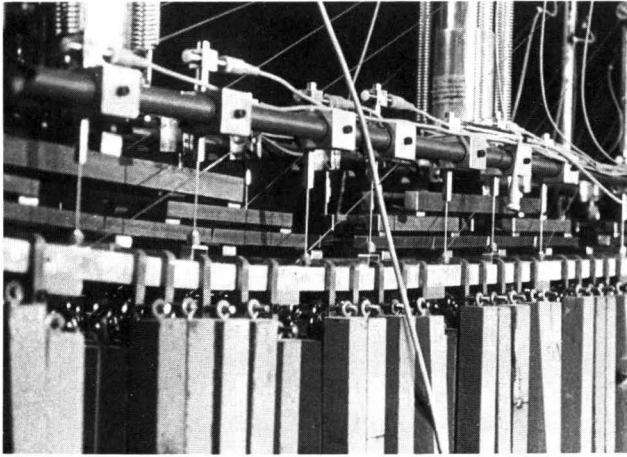


Fig. 4. Load-chain mechanism - Mécanisme de mise en charge - Mechanismus der Belastung

montrent que le câble le plus sollicité ne reprend que 17% de la charge totale.

3.5 Résultats: charge répartie

3.5.1 Avant-propos

Il n'a pas été possible de trouver sur le marché des fils d'acier de faible diamètre avec une contrainte de rupture comparable à celle des haubans traditionnels ($\beta_z=1700 \text{ N/mm}^2$). Les valeurs de β_z sont en effet toujours plus élevées.

Comme cet essai visait essentiellement à étudier la stabilité du tablier, le dimensionnement a été effectué en se référant à la contrainte de rupture théorique $\beta_z=1700 \text{ N/mm}^2$ afin de pénaliser le tablier:

$$\sigma_{max} = \sigma_g + \sigma_q \leq 0,5\beta_z = 0,5 \cdot 1700 = 850 \text{ N/mm}^2$$

La charge de service q est admise égale à 20% de la charge due au poids propre g , ce qui correspond à une valeur moyenne pour des ponts routes en béton.

3.5.2 Essai

La surcharge est appliquée à l'aide de vérins activés par une chaîne de mise en charge. L'essai est conduit avec un asservissement à la déformation. Cette procédure permet d'éviter la destruction du modèle.

La première fissure est apparue dans le deuxième intervalle entre câbles à partir de la culée pour une surcharge de $q_r=1,38 \text{ kN/m}$ ($= 0,4 g$). A mesure de l'augmentation de la charge, cette zone s'est transformée en une rotule de flexion jusqu'à atteindre la charge de ruine du système $q_r=7,08 \text{ kN/m}$ ($2,0 g$), (Fig.6).

La sécurité obtenue est la suivante:

$$s = \frac{g+q_r}{g+q_s} = 2,46$$

De par le dimensionnement adopté pour les haubans ($\sigma_{max} < 0,5\beta_z$) et le fait qu'aucun d'eux ne s'est rompu, on pouvait s'attendre à une sécurité voisine de $s=2$. Cependant, la qualité des haubans étant supérieure à celle admise ($\beta_{z,eff}/\beta_{z,calcul} \cong 1,26$), si l'on multiplie ce coefficient de sécurité attendu par cette valeur, on obtient: $s=2 \cdot 1,26=2,52$. Cette valeur est proche de celle obtenue lors de l'essai ($2,46$). Ce fait laisse supposer qu'au stade de ruine, on avait simultanément une rotule de flexion dans le tablier et un début de plastification des haubans. La contrainte maximum est apparue dans le câble au milieu de la travée ($\sigma=0,95\beta_z$).

Les efforts dans les haubans sont représentés à la Fig. 7; les déformations du tablier à la Fig. 8.

3.5.3 Conclusion

Une conclusion très importante de cet essai est constituée par le fait qu'aucun phénomène d'instabilité du tablier n'est apparu avant la ruine. On peut donc dire que cette dernière a été atteinte par épuisement ductile des matériaux constituant le système porteur.

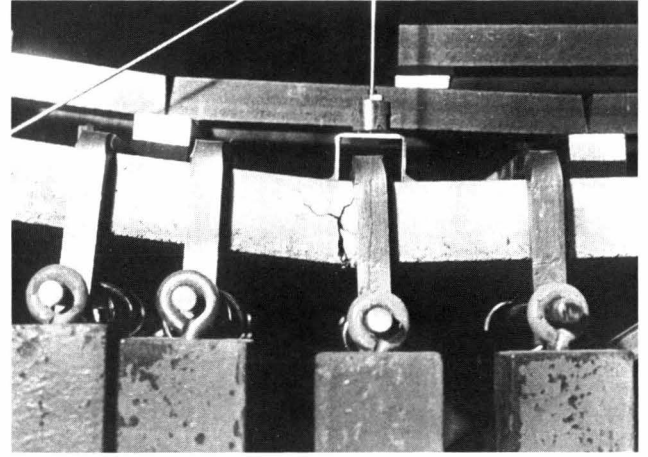


Fig. 6. Collapse mechanism - Mécanisme de rupture - Bruchmechanismus

The deck is 210 mm wide, 25 mm thick at midspan and 35 mm thick at the mast. The reinforcement consists of a 10x20 mm ($\varnothing 1,5 \text{ mm}$) wire mesh. The surface of the wire is smooth and the stresses are transmitted by the perpendicular welded wire.

The cables are high strength steel wires (piano wires) with diameters ranging between 1.2 to 1.5 mm.

3.2 Similitude

As mentioned before, the permanent load is increased by a factor of 20. This condition was fulfilled by attaching some steel blocks to the deck.

3.3 Description of the test

The test was performed in two stages:

- application of a concentrated load $Q=0.4 \text{ kN}$ (160 kN at the prototype scale) by means of a crowbar system over a 7 cm^2 surface to the right of each cable;
- the application, on one of the two spans, of a distributed load by means of three hydraulic jacks connected to a special frame mechanism which distributes their loads over 15 equidistant points (Fig.4). The load was increased progressively until the collapse of the system was reached. The loads used to generate the results were the following: permanent loads ($g=3.52 \text{ kN/mm}^2$, $q=0$), service load ($q=0.2 g$) and ultimate load.

3.4 Results: concentrated load

The aim was to determine the capacity of the deck to distribute and transfer a concentrated load to the cables. The load was placed at three different locations. The results are shown in several diagrams indicating the percentage part of the vertical load taken by each cable (Fig.5). These results show that the most critical cable took only 17% of the total load.

3.5 Results: distributed load

3.5.1 Abstract

It was not possible to find commercially available, small diameter steel cables with a rupture stress equal to the traditional cables ($\beta_z=1700 \text{ N/mm}^2$), as a result, the values of β_z are usually higher, in the model.

As this test was carried out essentially to study the stability of the deck, the design of the cables was made using a theoretical rupture stress $\beta_z=1700 \text{ N/mm}^2$ as a reference, with an allowable stress at service load of

$$\sigma_{max} = \sigma_g + \sigma_q < 0,5\beta_z = 0,5 \cdot 1700 = 850 \text{ N/mm}^2$$

The service load q was 20% of the dead load g which corresponds to an average value for concrete highway bridges.

3.5.2 Test

The live load was applied by means of hydraulic jacks controlled by a load-chain device and the loads were controlled by a deformation mechanism which prevented the destruction of the model. The first crack appeared in the second gap between the cables starting from the abutment. The live

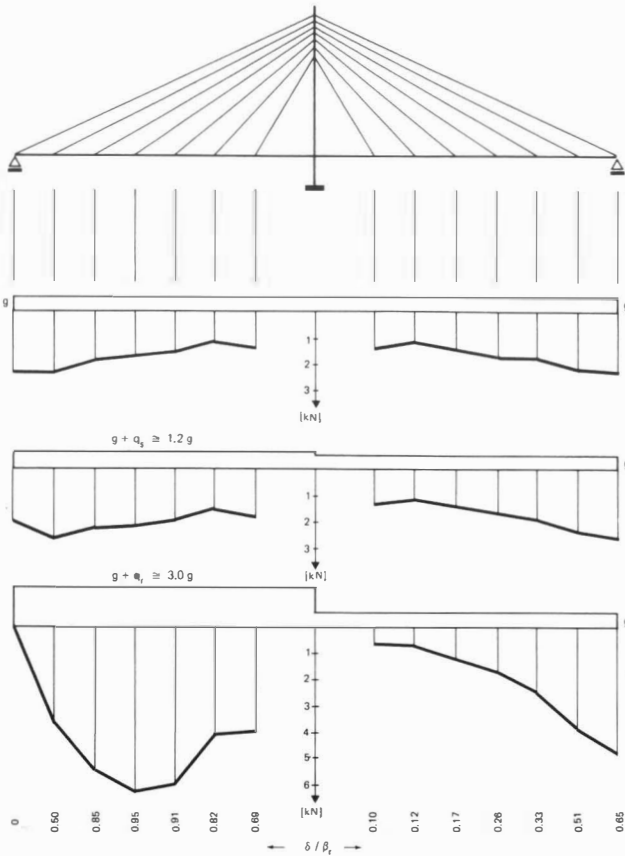


Fig. 7. Tension in the cables - TrACTION dans les haubans - Zugkraft in den Schrägkabeln

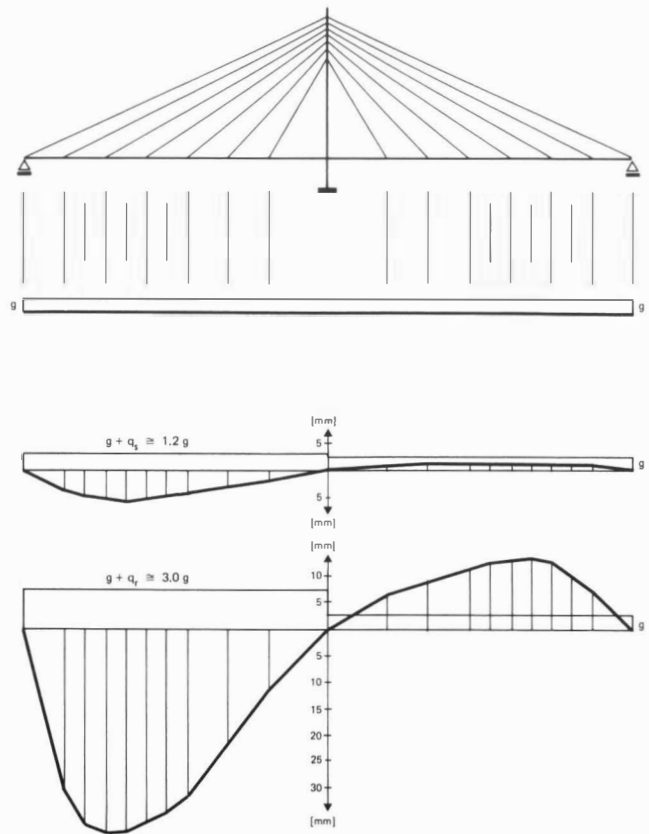


Fig. 8. Vertical deck displacements - Déplacements verticaux du tablier - Vertikale Durchbiegung der Fahrbahnplatte

Fig. 9. General view of model 2 with stress-scaled concrete blocks on the deck and steel plates on the cables - Vue générale du modèle 2 avec poids de similitude des charges permanentes du tablier et des haubans - Ansicht des Modells Nr. 2 mit Betongewichten infolge Dauerlast an Fahrbahnplatte und Schrägkabeln



load applied was $q_r=1.38$ kN/m (0.4 g). As the load was increased, this zone was transformed into a plastic hinge only when it reached the ultimate load $q_r=7.08$ kN/m (=2.0 g), (Fig. 6).

The safety factor obtained was:

$$s = \frac{g + q_r}{g + q_s} = 2.46$$

From the design chosen by the cables ($\sigma_{max} < 0.5\beta_z$) and taking into account that none of them broke loose, the safety factor expected was $s=2$. However, the quality of the cables was higher than in the design ($\beta_{z, eff}/\beta_{z, calcul} \cong 1.26$). If the safety factor expected is multiplied by this value: $s=2 \cdot 1.26 = 2.52$, we obtain a figure which is closer to the one obtained on the test (2.46). This may suggest that at the ultimate load state there occurred simultaneously a plastic hinge on the deck and the onset of the cables plasticity. The maximum stress was found in the midspan cable ($\sigma=0.95\beta_z$).

The cables stresses are shown in Fig. 7 and the deck deformations in Fig. 8.

3.5.3 Conclusion

One very important conclusion from this test was that no instability of the deck occurred before collapse. It can be inferred that this condition was reached by the exhaustion of ductility in the bearing system materials.

4. Model No 2

4.1 Description

This model represents a bridge with two pylons, a central span and two shore spans (Fig. 9, 10). The A shape pylons are made of microconcrete. The central span is 10.23 m long and the shore spans are 4.88 m long each. The deck thickness is 25 mm at midspan and 35 mm at the pylons. The reinforcement is a 20x20 mm (\varnothing 2.2 mm) wire mesh. The cables are of the same kind as in the first model (\varnothing varies between 2.0 and 3.0 mm). The model represents a structure having 50 cm thick deck and a central span of 200 m.

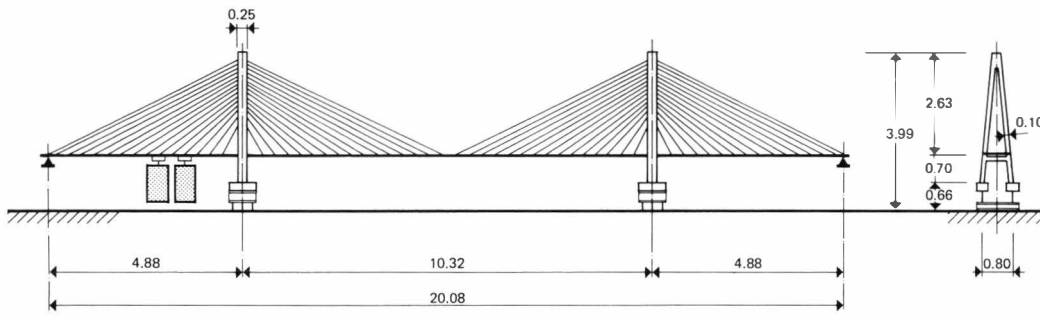


Fig. 10. Principal dimensions of model 2 - Dimensions principales du modèles 2 - Hauptabmessungen des Modells Nr. 2

4. Modèle No 2

4.1 Description du modèle

Ce modèle représente un pont avec deux mâts et donc une travée centrale et deux travées de rive (Fig. 9, 10). Les mâts, en forme de A sont en microbéton. La travée centrale mesure 10,32 m pour des travées de rive de 4,88 m. L'épaisseur du tablier en microbéton est de 25 mm dans la partie centrale et croît jusqu'à 35 mm au droit des mâts. L'armature est constituée d'un treillis soudé à maille carrée 20×20 mm (\varnothing 2,2 mm). Les haubans sont du même type que dans le modèle précédent (\varnothing compris entre 2,0 et 3,0 mm). On modélise ainsi un tablier de 50 cm d'épaisseur pour une portée centrale de 200 m.

4.2 Conception

Le modèle a été conçu de façon à pouvoir étudier divers schémas statiques. Au droit des mâts, on a réalisé un système d'appui laissant la liberté de bloquer ou non le déplacement horizontal du tablier. Au milieu de la travée centrale, on a conçu un assemblage laissant la possibilité de transmettre soit l'effort tranchant uniquement, soit tous les efforts.

4.3 Construction

Le modèle a été réalisé en deux parties. Le clavage a été réalisé avec une résine époxy additionnée de sable, après suspension des poids de similitude et mise en tension des haubans.

On a ainsi respecté l'essentiel des étapes de construction de ce type d'ouvrage qui se fait par encorbellement. On a donc garanti la même répartition des efforts que dans la réalité.

4.4 Similitude

En plus des poids suspendus sous le tablier, on a modélisé le poids propre des haubans par une série de plaquettes en acier. Ceci est important pour les effets dynamiques ainsi que pour les essais statiques où, sous son poids propre, un hauban prend une forme de chaînette, ce qui réduit sa rigidité.

4.5 Description de l'essai

4.5.1 Essai statique

Les essais réalisés à ce jour ont été exécutés sur un demi pont avant le clavage. Les charges appliquées ont été choisies de façon à éviter une fissuration prématurée du tablier. On a utilisé pour la mise en charge des blocs de 1 kN. L'essai est subdivisé en trois parties:

- Application en trois étapes d'une charge concentrée, centrée, de 3 kN (A l'échelle du prototype 1200 kN):
 - au milieu de la travée de rive
 - au milieu du porte-à-faux
 - à l'extrémité du porte-à-faux
- Charge linéaire centrée de 1 kN/m (20 kN/m)
- Application à l'aide de poulies d'un couple de torsion entre 0,43 et 1,32 kN·m (3440 et 10'360 kN·m) aux mêmes endroits que les charges concentrées.

4.5.2 Essai Dynamique

L'ouvrage a été mis en oscillation selon son premier mode propre. On a mesuré la flèche de façon continue afin de pouvoir déterminer la fréquence et l'amortissement.

4.2 Model design

The model was designed to study several static conditions. To the right of the pylons there was a bearing system which could, if required, prevent horizontal displacements of the deck. At mid-span there was a joint which could transmit either shear stress alone or all stresses.

4.3 Construction

The bridge was built in two stages. The keying was made with an epoxy resin, mixed with sand and was built after adding the concrete blocks (permanent load factor) and stressing the suspension cables.

In this way the construction of the model followed the cantilever method usually used for this kind of structures. It also ensured that the same stress distribution was present as in the real structure.

4.4 Similitude

Besides attaching concrete blocks to the deck in order to model its dead load, some steel plates were added to the suspension cables for the same purpose. This is important for both dynamic and static tests, as by their self weight the cables take a catenary form which reduces their stiffness.

4.5 Test description

4.5.1 Static test

Tests carried out so far have been on half of the bridge before the keying. The loads applied were chosen so as to avoid premature cracking of the deck. One kN concrete blocks were used as live load and the test was divided in three parts:

- The application in three stages of a 3 kN concentrated load at the center of the section (1200 kN at the prototype scale):
 - at the middle of the shore span
 - at the middle of the cantilever
 - at the end of the cantilever
- A linear load of 1 kN/m applied at midsection (20 kN/m)
- The application, by means of a driving pulley, of a torsional moment between 0.43 and 1.32 kN·m (3440 and 10'360 kN·m) in the same place as in the concentrated loads.

4.5.2 Dynamic test

The structure was made to oscillate in its first mode of vibration and the deflections were measured in order to determine the frequency of the structure and its damping coefficient.

4.6 Results

4.6.1 Concentrated load

When the load was applied at the center of the cantilever, or the shore span, the maximum load taken by a pair of cables was 22.0% of the total load in the first case and 24.0% in the second case (Fig. 11).

When the load was applied at the end of the cantilever, the load ratio increased to 42.1%. This can be explained by the fact that the load is taken by just one side and not by both sides as above. However, this condition occurs only during the erection stage of the structure. It can be stated then that the distribution of a concentrated load of a thin deck is excellent.

To evaluate the results of the test, a two-dimensional analy-

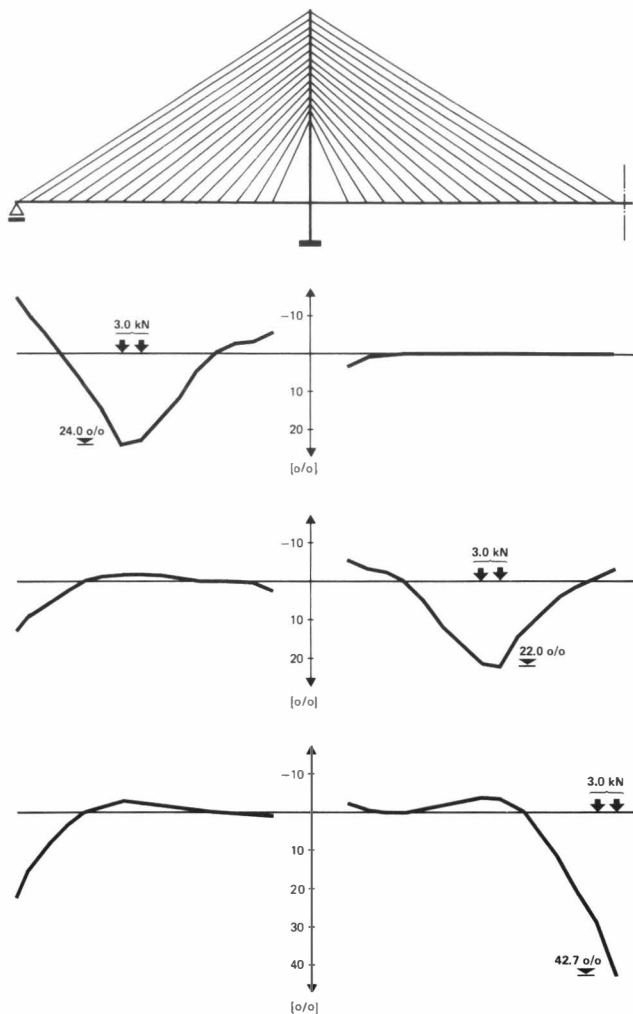


Fig. 11. Distribution of forces in each pair of cables due to a concentrated load - Répartition des forces dans chaque paire de haubans pour des charges concentrées - Lastverteilung in jedem Kabelpaar infolge Einzellast

4.6 Résultats

4.6.1 Charge concentrée

Lorsque la charge est appliquée au milieu du porte-à-faux ou de la travée de rive, on remarque que la paire de haubans la plus sollicitée reprend 22,0% respectivement 24,0% de la charge (Fig. 11).

Lorsque la charge est appliquée à l'extrémité du porte-à-faux, ce chiffre monte à 42,1%. Ceci s'explique par le fait que la charge n'est reprise que sur un côté et non de part et d'autre. Cependant ce cas ne peut se présenter que lors du montage. On peut donc conclure que la répartition d'une charge concentrée par une dalle mince est excellente.

Pour évaluer les valeurs mesurées, on a fait un calcul en cadre plan dans le domaine élastique linéaire. Les efforts ainsi obtenus coïncident très bien avec les valeurs mesurées. En effet, au droit de la charge, on obtient une différence maximum de 5,9% (Fig. 12).

Les flèches, par contre, sont moins précises. Les valeurs mesurées sont toujours supérieures aux valeurs calculées. L'écart maximum atteint 22,4%. Ceci peut s'expliquer par plusieurs phénomènes, notamment:

- influence de l'ancrage
- rigidité réduite des haubans due à leur forme de chaînette.

4.6.2 Charge linéaire

La concordance entre valeurs mesurées et calculées correspond à ce qui a été dit ci-dessus (Fig. 13).

4.6.3 Torsion

Là aussi on observe un bon pouvoir de répartition de la dalle.

On a au maximum 21,4% du couple de torsion qui est repris par une paire de haubans (Fig. 14). Par contre, les déformations mesurées sont beaucoup plus importantes que les

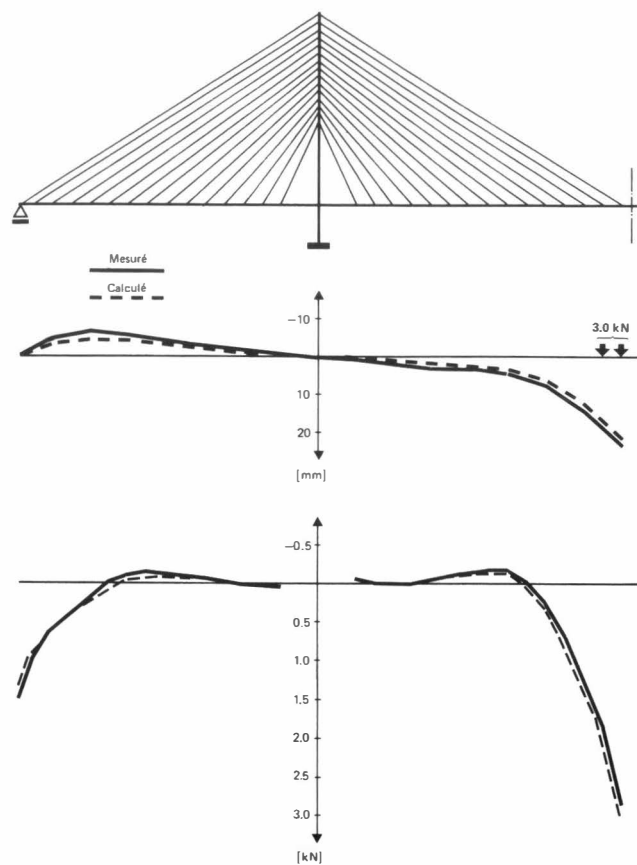


Fig. 12. Cables stresses and vertical deck displacements due to a concentrated load at the end of the cantilever - Efforts dans les haubans et déplacements verticaux du tablier sous charge concentrée à l'extrémité du porte-à-faux - Kabelkräfte und vertikale Durchbiegungen unter Einzellast am Trägerende

sis was performed in the linear elastic domain. The computed stresses were found to correspond very well to the measured values. In fact, at the position of the load, the maximum difference was 5.9% (Fig. 12).

On the other hand, there were larger differences between computed and measured deflections. The test values are always higher than the ones computed in the elastic analysis. The maximum difference was 22,4%. This could be explained by the following:

- the influence of the anchorage (slip)
- reduced cables stiffness due to their catenary form.

4.6.2 Linear load

The same conclusions can be drawn for the test and for the results of analysis as above (Fig. 13).

4.6.3 Torsion

In this case, a good load distribution effect on the deck could be observed. The maximum torsional moment ratio, taken by a pair of cables, was 21.4% (Fig. 14). On the other hand, the measured deflections are higher than the ones resulting from the theoretical analysis. This can be explained in two ways:

- the influence of the anchorage and the catenary form of the cables;
- the deck stiffness, analysed as an homogeneous body, is probably overestimated.

4.6.4 Dynamic test

The measured values of the frequencies in the first vibration mode of the structure were very close to the theoretical ones: 1.55 Hz against 1.58 Hz with the support joint clamped, and 1.53 Hz against 1.44 Hz with the support joint free to slide.

A similar test was carried out on the Diepoldsau bridge

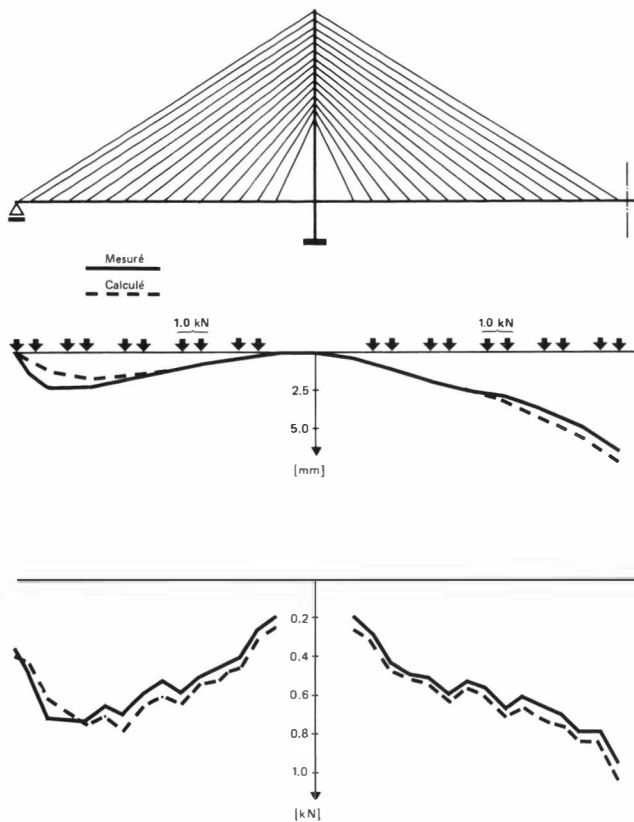


Fig. 13. Cables stresses and vertical deck displacements due to a distributed load - Efforts dans les haubans et déplacements verticaux du tablier sous charge répartie - Kabelkräfte und vertikale Durchbiegungen unter verteilter Last

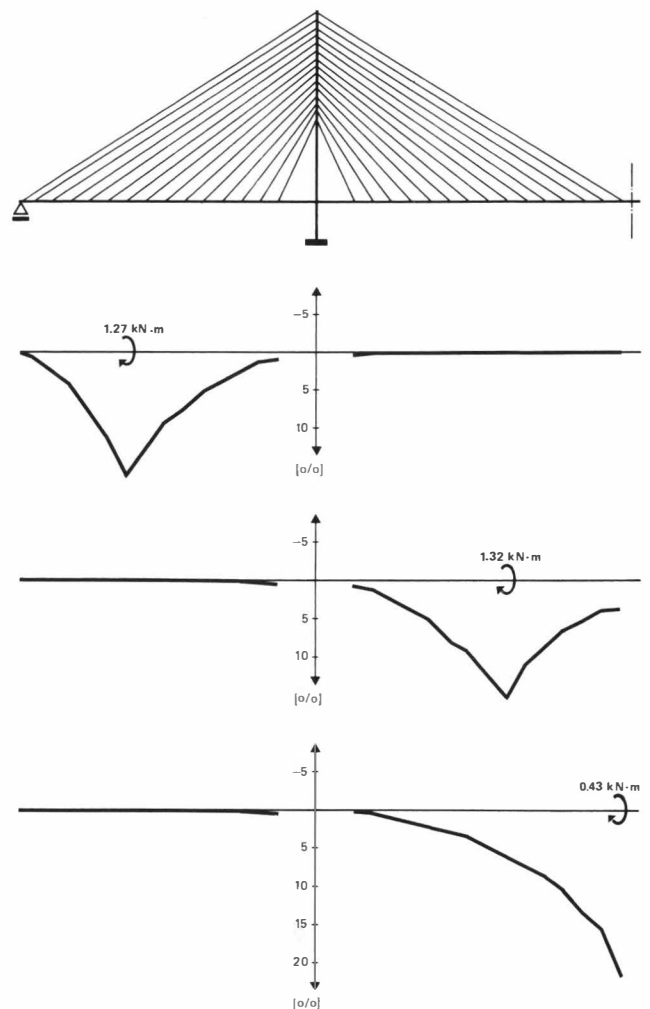


Fig. 14. Torsional moment distribution in each pair of cables - Répartition du couple de torsion dans chaque paire de haubans - Verteilung der Torsionsbelastung in den einzelnen Kabelpaaren

déformations calculées. Ceci peut s'expliquer de deux façons:

- déformations des ancrages qui n'ont pas pu, de par leur taille, être réalisés de façon conventionnelle.
- la rigidité de la dalle, calculée comme corps homogène, est probablement surestimée.

4.6.4 Essai dynamique

Les valeurs des fréquences de vibration selon le premier mode propre mesurées sont très proches des valeurs calculées: 1,55 Hz contre 1,58 Hz avec le joint bloqué et 1,53 Hz contre 1,44 Hz avec le joint glissant.

Un essai comparable a été réalisé sur le pont de Diepoldsau, en Suisse, premier pont haubané à tablier mince qui ait été réalisé (Fig. 15). On a mesuré une fréquence de 0,79 Hz contre une valeur calculée en tenant compte de la rigidité effective du tablier, de 0,83 Hz.

D'autre part, on a constaté que les effets physiologiques étaient tout à fait comparables à ceux observés sur des ouvrages traditionnels.

5. Conclusions

La recherche entreprise sur des ponts haubanés à tablier mince a permis de confirmer les points suivants:

- faisabilité de ponts haubanés de 200 m de portée avec un tablier de 40 cm d'épaisseur environ sans risque d'instabilité;
- la question des vibrations n'est en aucun point critique;

Fig. 15. Diepoldsau bridge (Switzerland). First cable stayed bridge with slender deck ever built - Pont de Diepoldsau (Suisse). Premier pont haubané à tablier mince à avoir été réalisé - Brücke Diepoldsau (Schweiz). Erste Schrägseilbrücke mit schlanker Fahrbahnplatte



- les effets physiologiques sont comparables à ceux observés sur des ouvrages traditionnels;
- correspondance entre théorie et réalité.

Le pont de Diepoldsau, qui est une réalisation réussie, a permis de confirmer en tous points les remarques énoncées ci-dessus.

Zusammenfassung: Im Zuge der Entwicklung moderner Schrägseilbrücken mit schlanken Beton-Fahrbahnplatten erschien es angezeigt, die Gültigkeit theoretischer Untersuchungen durch Modellversuche zu verifizieren, vor allem was die Frage der Stabilität und des dynamischen Verhaltens anbetrifft. Dazu wurden an der EPFL zwei Modelle aus bewehrtem Mikrobeton im Massstab 1:20 geprüft. Aus diesen Untersuchungen können für Schrägseilbrücken mit Spannweiten bis zu etwa 200 m und Plattenstärken von 40 cm folgende Schlüsse gezogen werden.:

- Es treten keine vorzeitigen Instabilitätserscheinungen der Fahrbahnplatte auf.
 - Das Versagen erfolgt durch duktile Erschöpfung der Betonfahrbahn und der Schrägseile.
 - Das Schwingungsverhalten ist nicht kritisch.
 - Die physiologische Wirkung ist mit derjenigen von konventionellen Brückenbauten vergleichbar.
 - Die Übereinstimmung zwischen Theorie und Wirklichkeit ist gut.
- Diese Aussagen wurden durch Belastungsversuche am ersten nach diesem Konzept erstellten Bauwerk, der Rheinbrücke Diepoldsau, bestätigt.

(Switzerland) which is the first concrete, cable stayed bridge with a slender deck ever built (Fig.15). The frequency measured was 0.79 Hz, against a theoretical value of 0.83 Hz in which the effective stiffness of the deck was taken into account.

In addition, the physiological vibration effects were quite similar to the ones observed on more traditional bridges.

5. Conclusions

The investigation on this type of structures has allowed us to confirm the following:

- the construction feasibility of concrete, cable stayed bridges, with a central span of about 200 m and 40 cm thick deck, is possible without any risk of potential instability;
- the vibrations of the structure are not a critical problem;
- the physiological effects are comparable to those observed on current traditional structures;
- there is good correlation between theory and reality.

The Diepoldsau bridge, a successful construction, has permitted to verify the above.

Übersicht über die neue Norm SIA 162 (E 1984)

Von Prof.Dr. Christian Menn, Zürich

1. Vorbemerkung

Die technischen Normen des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (SIA) werden etwa alle 15 bis 20 Jahre revidiert und dem neuesten Kenntnisstand angepasst. Die zur Zeit noch gültige Norm SIA 162 für Betonbauten wurde 1968 in Kraft gesetzt und hat sich in den vergangenen Jahren zweifellos sehr gut bewährt. Die Revisionsarbeiten zu dieser Norm begannen 1979, und im Sommer 1984 konnte den Mitgliedern des SIA der Vernehmlassungsentwurf für eine neue Norm zur Stellungnahme vorgelegt werden; sie dürfte im Herbst 1986 in Kraft gesetzt werden. In der ganzen Entwicklung der Normen für Betonbauten wird mit dieser letzten Revision in bezug auf Neuerungen wohl der grösste Schritt vollzogen.

Für die Praxis sind vor allem folgende Änderungen von grosser Bedeutung:

- Alle Regeln für die Berechnung und Bemessung von Betonbauten gelten einheitlich für normal bewehrten und für vorgespannten Beton. Der Konstrukteur kann somit die Vorspannung und das Verhältnis Spannstahl/Betonstahl den speziellen konstruktiven und wirtschaftlichen Aspekten entsprechend frei festlegen.
- Aufgrund der Erfahrungen, insbesondere bei komplexen Tragwerken, enthält der Normentwurf einige wichtige Grundsätze bezüglich Planung, Entwurf und Ausführung.
- Für die Gewährleistung der technisch-funktionellen Anforderungen an Tragwerke müssen neu zwei klar getrennte Nachweise geführt werden: Ein *Tragsicherheitsnachweis* für die in extremer Form einwirkenden Kräfte und ein *Gebrauchsfähigkeitsnachweis* für die Berücksichtigung der vorgesehenen Nutzung und Nutzungsziele.
- Die Baustoffqualität sowie die Anforderungen an die Baustoffe werden in der Norm genau definiert, und zu jeder Anforderung sind in einer speziellen Prüfnorm die entsprechenden Prüfverfahren und Abnahmekriterien festgelegt.

Review of the New Swiss Building Code SIA 162 (E 1984)

By Prof.Dr.Christian Menn, Zurich

1. Preliminary Remarks

The technical building codes of the Swiss Society of Engineers and Architects (SIA) are revised and updated approximately every 15 to 20 years. The current code, SIA 162, for reinforced and prestressed concrete structures, took effect in 1968, and has proven throughout the previous years to be very practical. The revision work began in 1979, and in the summer of 1984 the membership of the SIA could submit their objections to the first draft.

The new version of the code is to be implemented in the Autumn of 1986. With this latest revision, the greatest step in the whole development of the building codes for reinforced and prestressed concrete construction will probably be taken.

The following changes are of the greatest importance for the practicing engineer:

- All of the rules for the calculation and design are to be applied uniformly for both normally reinforced and prestressed concrete structures. Therefore, the designer can define the amount of prestressing and the ratio of prestressing steel to normal steel in accordance with the special constructional and economical aspects of each particular structure.
- Based on previous experience, especially with complex structures, the proposed code contains some important principles referring to planning, design, and execution.
- The design requirements of structures must now be guaranteed on the grounds of the following two clearly defined checks: one, a check for *structural safety* at Ultimate Limit State; and two, a check for *serviceability* in view of the probable actions and influences and the goals of utilization.
- The classification and quality requirements of the building materials are specified in the code. The appropriate testing methods and acceptance criteria are set forth in a special testing code.

2. Inhalt der Norm

Die Norm ist in folgende Hauptabschnitte gegliedert:

- Geltungsbereich
- Verständigung
- Grundsätze der Projektierung und Ausführung
- Berechnung und Bemessung
- Bauliche Ausbildung
- Baustoffe
- Ausführung
- Aufgaben der beteiligten Fachleute.

2.1 Geltungsbereich

Die Bestimmungen der Norm bezüglich Planung, Entwurf, Berechnung, Bemessung und Ausführung von Betonbauten sind für alle Hoch- und Tiefbauten massgebend, und in Verbindung mit den anderen einschlägigen Ordnungen, Normen und Empfehlungen des SIA anzuwenden.

2.2 Verständigung

Der Abschnitt Verständigung enthält die im wesentlichen international gebräuchlichen Bezeichnungen, die in der Norm verwendet werden und entsprechend auch für Berechnungen und Pläne verbindlich sind.

2.3 Grundsätze der Projektierung und Ausführung

In bezug auf den Entwurf wird in der neuen Norm vorgeschrieben, dass zu Beginn der Projektierungsarbeiten die örtlichen Verhältnisse des Bauvorhabens, insbesondere Baugrund, Einwirkungen, Baustoffeigenschaften, etc., abgeklärt werden müssen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen bilden sodann die Grundlage des auszuarbeitenden Sicherheits- und Nutzungsplanes. Ausserdem wird verlangt, dass einigen wichtigen konzeptionellen Massnahmen im Hinblick auf Sicherheit Beachtung geschenkt wird, und schliesslich wird darauf hingewiesen, dass beim Entwurf ausser der Tragsicherheit und der Gebrauchsfähigkeit auch noch andere Aspekte wie z. B. Unterhalt, Wirtschaftlichkeit, Formgebung, Bauphysik, etc. berücksichtigt werden müssen.

Die Ausführung hat, jedenfalls bei grossen Bauvorhaben, immer Rückwirkungen auf das Projekt. Die Norm schreibt deshalb vor, dass alle wichtigen, die Ausführungsarbeit betreffenden Berechnungen und Pläne rechtzeitig ausgearbeitet werden müssen. Auch in bezug auf die Ausführungskontrolle enthält die Norm klare Weisungen, und schliesslich enthält dieser Abschnitt eine Übersicht über die wichtigsten bautechnischen Unterlagen wie Baubeschrieb mit Sicherheits- und Nutzungsplan, statische Berechnung, Pläne und Materiallisten, Unterlagen der Ausschreibung und Dokumente der Bauausführung. Das Ziel dieses Normabschnitts besteht darin, grundlegende Fragen bezüglich Entwurf, Projektierung und Ausführung zu regeln.

Erfahrungsgemäss sind es immer wieder unsorgfältig erarbeitete Grundlagen, Mängel in der Zusammenarbeit der Beteiligten und Lücken an den Nahtstellen der Aufgabenbereiche, die zu Schäden und Unfällen führen. Wenn das Ziel der Norm, Sicherheit und Qualität von Betonbauten zu erhöhen, erreicht werden soll, muss diesen grundlegenden Fragen Beachtung geschenkt werden.

2.4 Berechnung und Bemessung

Der einleitende Abschnitt über Grundsätze für die Bemessung enthält eine Darstellung des Bemessungskonzeptes (Tragsicherheit und Gebrauchsfähigkeit) und Hinweise bezüglich Modellbildung und Einwirkungen. Insbesondere wird hier gezeigt, wie Lasten, Vorspannung und Zwängungen beim Nachweis der Tragsicherheit und der Gebrauchsfähigkeit zu berücksichtigen sind.

Die *Tragsicherheit* ist nach dem Normentwurf wie folgt nachzuweisen:

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

mit: S_d = Bemessungswert der Beanspruchung
 R = Widerstand, ermittelt mit den Rechenwerten der massgebenden Variablen
 γ_R = Widerstandsfaktor

2. Contents of the Norm

The code is divided into the following sections:

- Scope
- Standards
- Principles of Planning and Execution
- Calculation and Design
- Detailing
- Building Materials
- Execution of Works
- Responsibilities of the Interested Parties

2.1 Scope

The statements of the code relating to the planning, calculation, design, and execution of construction are relevant for all structures in plain concrete, reinforced concrete, and prestressed concrete. They are to be applied in conjunction with the other pertinent ordinances, codes, and recommendations of the SIA.

2.2 Standards

This section contains essentially the internationally accepted symbols for the calculation and design of reinforced concrete structures, and their use is normally obligatory.

2.3 Principles of Planning and Execution

The new code prescribes that in the conceptual phase of a project, the local conditions are to be clarified; especially the soil conditions, actions and influences, the required quality of building materials, etc.. The results of this inquiry builds the basics from which the safety and utilization plans must be developed. Besides this, it is requested that one pays heed to some important conceptual precautions concerning structural safety. Finally, besides structural safety and serviceability, one must also take into consideration other aspects such as maintenance, economy, form, building technology, etc. in the design.

The execution has, at least with large construction projects, a great influence on the project design. Therefore, the code prescribes that all important calculations and plans concerning the execution of the structure must be prepared on time. Also, the code contains clear recommendations concerning inspection and supervision of the execution. Finally, this section contains a summary and description of the requirements of the important technical documents such as a technical report containing the safety and utilization plans, static calculations, drawings, specifications, and the official documents of the execution. The goal of this section is to determine the basic questions concerning the project design and execution.

From previous experience, it was found that three things often lead to damage and accidents: one, carelessly worked out basics of design; two, deficiencies in the cooperation of the interested parties; and three, gaps in the understanding of the boundaries of responsibility. These basic questions must be taken into consideration if the goal of the code, *An Increased Safety and Quality in Concrete Structures*, is to be attained.

2.4 Calculation and Design

The preliminary section about principles of structural design contains a description of the design concept (Structural Safety and Serviceability) and gives some indications concerning the statical models, as well as actions and influences to be considered. It is shown here particularly how loads, prestressing, and secondary stresses must be taken into consideration for the check of structural safety at Service State and at Ultimate Limit State.

According to this draft of the code, the *structural safety* must be guaranteed as follows:

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

with: S_d = Sectional Forces due to factored loads
 R = Section Capacity, determined with the relevant variables
 γ_R = Resistance reduction factor

Massgebend für die Ermittlung von S_d ist ein Gleichgewichtszustand der äusseren und inneren Kräfte, der die statischen Randbedingungen erfüllt. Das Verhalten des Tragwerkes in bezug auf Verformungen und Risse wird dabei nicht in Betracht gezogen, d. h., dass bei der Ermittlung der Schnittkräfte allfällige Verträglichkeitsbedingungen nicht erfüllt werden müssen, sofern das zur Entwicklung des angenommenen Gleichgewichtszustandes notwendige plastische Verformungsvermögen gewährleistet ist. Diesbezüglich enthält die Norm nur eine Vorschrift über die zulässige Druckzonenhöhe bei vorwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen. Es wird hier vorausgesetzt, dass sich der Ingenieur angewöhnt, wenn immer möglich duktile Tragwerke zu konstruieren und sich auch überlegt, ob bei bedeutenden Schnittkraftumlagerungen allenfalls mit einer Reduktion des plastischen Momentes gerechnet werden muss.

Der Widerstandsfaktor γ_R wurde von 1,3 auf 1,15 reduziert, weil die Rechenwerte der Materialfestigkeit in der neuen Norm aus Mindestwerten und nicht aus Fraktilewerten abgeleitet werden.

Die Rechenwerte für die Betondruck- und die Betonschubfestigkeiten (f_c , τ_c) werden auf die Mindestwürfeldruckfestigkeit $f_{c_w, min}$ bezogen. Der Rechenwert der Fließspannung des Betonstahls f_{sy} wird aus dem Mindestwert der Fließspannung $f_{sy, min}$ und der Rechenwert der Fließspannung des Spannstahls f_{py} wird aus dem Prüfwert der Zugfestigkeit f_{ptk} abgeleitet.

Betonsorte (L)B 20/10 bis (L)B 50/40:

$$f_c = 0,65 \cdot f_{c_w, min}$$

$$\tau_c = 0,4 \text{ N/mm}^2 + 0,02 \cdot f_{c_w, min}$$

Betonstahl:

S 235	$f_{sy} = 0,94 \cdot f_{sy, min}$
S 500	$f_{sy} = f_{sy, min}$
S 570	$f_{sy} = f_{sy, min}$

Spannstahl:

Drähte und Litzen:	$f_{py} = 0,9 \cdot f_{ptk}$
Stangen:	$f_{py} = 0,81 \cdot f_{ptk}$

Für alle Beanspruchungszustände enthält der Abschnitt «Tragsicherheit» Vorschriften zur Ermittlung des Widerstandes. Der Schubwiderstand wird aus einem Fachwerkmodell abgeleitet, wobei der Neigungswinkel α der Betondruckdiagonalen in einem Bereich von $0,4 < \tan \alpha < 1,5$ variiert werden kann. Dabei ist ein ausreichender Schubwiderstand bezüglich Fließen der Bewehrung und Versagen der Betondruckdiagonalen zu gewährleisten.

Bei der Bemessung schlanker Druckglieder wird die materialbedingte Nichtlinearität durch eine entsprechende Reduktion der Biegesteifigkeit berücksichtigt. Die Biegesteifigkeit im Bruchzustand EI_R wird aus dem Biegemoment M_R und dem Krümmungsradius r_R beim Erreichen der Stahlflussgrenze ermittelt:

$$EI_R = M_R \cdot r_R$$

Die *Gebrauchsfähigkeit* gilt nach dem betreffenden Konzept des Normentwurfes als nachgewiesen, wenn bei der vorgesehenen Nutzung das Erreichen der angestrebten Ziele bezüglich Dauerhaftigkeit, Funktionstüchtigkeit und Aussehen aufgrund ausgewählter Kriterien gewährleistet ist. Diese Kriterien werden der Nutzung und den Nutzungszielen entsprechend festgelegt. Sie betreffen insbesondere die Baustoffeigenschaften, die konstruktive Ausbildung sowie das Riss-, das Verformungs- und das Schwingungsverhalten. Als Einwirkungen sind nicht nur Lasten, Vorspannung und Zwängungen, sondern auch Wasser, Frost, Tausalze, Abrieb, aggressive Stoffe, etc. zu berücksichtigen. Für rechnerische Nachweise sind bei der Ermittlung der Schnittkräfte Verträglichkeitsbedingungen sinnvoll zu beachten. In bezug auf das Rissverhalten wird generell zwischen normalen und hohen Anforderungen unterschieden. Bei normalen Anforderungen sind keine speziellen Nachweise erforderlich, die Rissbreite ist aber mit konstruktiven Massnahmen zu beschränken. Bei hohen Anforderungen wird die mittlere Rissbreite aufgrund eines relativ einfachen Nachweisverfahrens auf ca. 0,15 mm begrenzt.

Ein Nachweis für ausreichende *Ermüdungssicherheit* ist nur für Eisenbahnbrücken und ähnlich beanspruchte Tragwerke

relevant für die Determination der sectional forces, S_d , ist the condition of equilibrium between the internal and external forces which satisfies the statical boundary conditions. The behavior of the structure concerning deformation and cracking is not taken into consideration here. This means that possible conditions of compatibility need not be satisfied when determining the internal forces, as far as the plastic deformation allows for the development of the assumed conditions of equilibrium. Concerning this, the code contains only one regulation about the allowable depth of the compression zone of flexural elements. It is assumed that the engineer will be accustomed to designing ductile structures whenever possible, and that when it is required, he will consider the effects of the reduction of the plastic moment caused by considerable moment redistributions.

The reduction factor, γ_R , was reduced from 1.3 to 1.15, because the design value of the material strength in the new code is derived from a minimum value, and not out of the fractile value.

The design value for the compression strength of concrete and shear strength are related to the minimum cube strength, $f_{c_w, min}$. The design value of the yield stress of the normal steel reinforcing, f_{sy} , is derived from the minimum yield stress, $f_{sy, min}$, and the design value of the prestressing steel, f_{py} is derived from the proof value of the tensile strength, f_{ptk} .

Concrete Type (L)B 20/10 to (L)B 50/40:

$$f_c = 0.65 \cdot f_{c_w, min}$$

$$\tau_c = 0.4 \text{ N/mm}^2 + 0.02 \cdot f_{c_w, min}$$

Reinforcing Steel:

S 235	$f_{sy} = 0.94 \cdot f_{sy, min}$
S 500	$f_{sy} = f_{sy, min}$
S 570	$f_{sy} = f_{sy, min}$

Prestressing Steel:

Wires and Strands:	$f_{py} = 0.9 \cdot f_{ptk}$
Bars:	$f_{py} = 0.81 \cdot f_{ptk}$

This section contains specifications for the calculation of sectional capacities corresponding to various states of stress which guarantee structural safety. The shear resistance is determined from a truss model, where the inclination of the concrete diagonal can vary in the range from $0.4 < \tan \alpha < 1.5$. Thereby an adequate shear strength against the yielding of the reinforcement and the failure of the concrete diagonal must be ensured.

For the design of slender compression members, the material nonlinearity is taken into consideration through an appropriate reduction of the flexural stiffness. The flexural stiffness at Ultimate Limit State, EI_R , must be determined from the bending moment, M_R , and the radius of curvature, r_R , when the steel yields.

$$EI_R = M_R \cdot r_R$$

According to the corresponding concept of the new code, *serviceability* is guaranteed when durability, functionality and appearance can be ensured on grounds of selected criteria. These criteria are defined in view of the structures use and goals of utilization. These criteria concern especially the material properties, the construction detailing, as well as cracking, deformation, and vibrational behavior. Thereby not only are loads, prestress, and secondary stresses to be considered as influences, but also water, frost, road salt, abrasion, aggressive materials, etc. When the internal forces due to cracking and deformations are determined, the conditions of compatibility must be adequately considered.

One normally distinguishes between normal and high demands when considering the cracking behavior. With normal demands no special investigations are needed, and the crack width must be limited with constructive measures. With high demands, the average crack width is limited to approximately 0.15 mm on the grounds of relatively simple calculations.

Safety against *fatigue failure* has to be checked only for railroad bridges and similarly utilized structures. This check is to be made on the grounds of the concrete and steel stresses. The stresses are calculated under the assumption of elastic material behavior. The decisive stresses for concrete are the maximum stresses due to the dead load and

erforderlich. Dieser Nachweis ist aufgrund der Beton- und der Stahlspannungen zu erbringen. Die Spannungen werden unter Annahme eines elastischen Materialverhaltens berechnet. Für Beton sind die maximalen Spannungen infolge der ständigen Lasten und der Ermüdungslasten, für Stahl die Spannungsdifferenz infolge der Ermüdungslasten massgebend.

2.5 Bauliche Ausbildung

Dieses Kapitel weist gegenüber der bisherigen Norm relativ wenig Neuerungen auf. Es ist in drei Abschnitte gegliedert. Der erste enthält allgemeine Grundsätze für die konstruktive Ausbildung von Tragwerken, der zweite vor allem Vorschriften über die Ausbildung und Anordnung der Bewehrung. Im dritten Abschnitt werden die konstruktiven Aspekte für verschiedene Bauteile beschrieben. Aufgrund der Erfahrung wurde die Betonüberdeckung der Bewehrung insbesondere bei ungeschalteten Betonoberflächen erhöht, da es sich dabei um eine besonders wichtige Massnahme für den Korrosionsschutz handelt.

2.6 Baustoffe

Die einzelnen Abschnitte über Beton, Betonstahl und Spannstahl sind jeweils in die Unterabschnitte «Klassifikation und Bezeichnung», «Anforderungen» sowie «Prüfung und Kontrollen» gegliedert. Die Bezeichnung und Klassifikation des *Betons* erfolgen aufgrund zweier Werte der Würfeldruckfestigkeit. Der erste ist als Hinweis aufzufassen, er entspricht dem Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit bei einer angenommenen Standardabweichung von $s = 5 \text{ N/mm}^2$. Der zweite entspricht dem effektiven Mindestwert der Würfeldruckfestigkeit und dient als Ausgangsgrösse zur Ermittlung des Rechenwertes. In der Bezeichnung des Betons sind zusätzlich immer noch die geforderten besonderen Eigenschaften (z.B. Frostausatzbeständigkeit) anzugeben. Die Mindestwürfeldruckfestigkeit wird aus dem effektiven Mittelwert, der Probenstreuung und der Probenanzahl abgeleitet:

$$f_{cw, min} = f_{cw, m} - \alpha \cdot s$$

mit: $f_{cw, m}$ = mittlere Würfeldruckfestigkeit
 s = Standardabweichung
 α = Koeffizient zur Berücksichtigung der Anzahl Proben

Für sämtliche Anforderungen an die Ausgangsstoffe des Frischbetons und des Festbetons sind Prüfungen vorgesehen, die in der Prüfnorm mit den entsprechenden Abnahmekriterien beschrieben sind.

Der *Betonstahl* wird nach dem Prüfwert der Fließgrenze, dem Herstellungsverfahren und der Oberflächenbeschaffenheit bezeichnet. Der Prüfwert der Fließgrenze f_{yk} wird als 5%-Fraktile aus Mittelwert und Standardabweichung bestimmt. Bei der Prüfung wird bis zur Fließgrenze eine Spannungszunahme von 10 N/mm^2 pro Sekunde eingehalten. Der Prüfwert entspricht somit einer dynamischen Fließgrenze, die etwas höher liegt als die im allgemeinen für die Praxis massgebende statische Fließgrenze. Der Rechenwert der Fließgrenze wird aus dem geforderten Mindestwert der Fließgrenze abgeleitet. Abgesehen von der Festigkeit sind im Normentwurf auch Anforderungen an die Duktilität, die Haftfestigkeit, die Ermüdungsfestigkeit und die Schweissbarkeit des Betonstahls festgelegt. Die Prüfung und die Qualitätsüberwachung des Betonstahls erfolgen in erster Linie durch die amtlichen Prüfstellen und die Hersteller. Stähle, welche die in der Norm festgelegten Anforderungen erfüllen, werden in einem laufend nachgeführten Register aufgeführt.

Die *Spannstähle* werden nach dem Prüfwert der Zugfestigkeit, dem Durchmesser bzw. Querschnitt und der Oberflächenbeschaffenheit bezeichnet. Der Prüfwert der Zugfestigkeit f_{ptk} entspricht der 5%-Fraktile, das Fließgrenzenverhältnis f_y/f_{ptk} (0,9 bei Drähten und Litzen, 0,81 bei Stangen) dient als Basis für die Festlegung der Rechenwerte der Fließgrenze. In bezug auf Duktilität, Ermüdungsfestigkeit und Relaxation sind im Normentwurf bestimmte Anforderungen vorgeschrieben. Da die Spannstähle nur zu einem relativ geringen Anteil in der Schweiz hergestellt werden und da der Bezugsort stark variiert, muss die Qualitätssicherung vor allem durch den Spannstahlverarbeiter

the fatigue load; for steel, the difference of stresses due to the fatigue loading are decisive.

2.5 Detailing

This chapter contains very few changes from the old code. It is separated into three parts; the first contains general principles concerning the structural design; the second, rules about the arrangement of the reinforcement; and the third, specific construction details for different structural members. On the grounds of experience, the amount of cover has been increased as an important measure against corrosion, especially in the case of unformed surfaces.

2.6 Building Materials

Each section on the specific building materials, concrete, normal steel and prestressing steel, is divided into the sub-sections "classification and identification", "requirements" and "testing". The classification and identification of a *concrete* is based on two values of its cube strength. The first is understood as an indicator value; it corresponds to the mean value of the cube strength by an assumed standard deviation of $s = 5 \text{ N/mm}^2$. The second is understood to be the effective minimum value of the cube strength, and serves as the basis for the design value. In the specification of the concrete one must still indicate the required special properties (i.e. resistance against frost and salt damage). The minimum cube strength is derived from the effective mean value, the standard deviation, and the number of tests:

$$f_{cw, min} = f_{cw, m} - \alpha \cdot s$$

with: $f_{cw, min}$ = Minimum cube strength
 $f_{cw, m}$ = Average cube strength
 s = Standard deviation
 α = Coefficient to consider the number of tests

For all of the requirements concerning the basic constituents, the properties of fresh concrete and of hardened concrete, tests and acceptance criteria are given in a supplemental testing code (SIA 162/1).

The grade of the *normal steel* is indicated by the value of the yield stress, the production process, and the surface properties. The test value of the yield stress, f_{yk} , is determined by the 5% fractile, the mean value, and from the standard deviation. During the tensile test, an increase of stress of 10 N/mm^2 is to be maintained until yield. Thus, the test value corresponds with the dynamic yield stress, which is a bit larger than the general static yield stress as used in practice. The design value of the yield stress is derived from the required minimum value of the yield stress. Without regard to the strength, the new code also states requirements for ductility, bond strength, fatigue strength and weldability. The testing and quality control of the normal steel is done primarily by testing institutes and by the manufacturers. Steel which satisfies the requirements as stated in the code are listed in a continuously updated register.

The grades of the *prestressing steels* are indicated through the test value of the tensile strength, diameter of individual wires, the cross-section of the strands, and through surface properties. The test value of the tensile strength, f_{ptk} , corresponds to the 5% fractile, and the ratio between yield stress and tensile strength, f_y/f_{ptk} (0.9 for wires and strands, 0.81 for bars) serves as the base for the determination of the design value of the yield stress. Furthermore, the specific requirements of prestressing steel for ductility, fatigue strength, and relaxation are prescribed. The necessary quality must be guaranteed by the prestressing steel manufacturer because only a relatively small amount of the prestressing steel is produced in Switzerland, and the place of purchase varies greatly. The official testing institutes (also foreign) administer an initial examination, and continuously supervises the steel quality with random sampling. There exists no register of prestressing steels.

In the section on building materials, regulations concerning *prestressing techniques* are also presented. These regulations limit the maximum service stress in the prestressing steel, the determination of the prestress losses, and describe acceptable anchorages, couplings, ducts, and grouting material.

gewährleistet werden. Die amtlichen Prüfstellen (auch ausländische) führen eine erstmalige Prüfung durch und überwachen die Stahlqualität mit Stichproben. Ein Register über Spannstähle wird nicht geführt.

Im Abschnitt «Baustoffe» sind auch Vorschriften über *Spannverfahren* aufgeführt. Sie betreffen die Grenzwerte der Spannungen im Spannstahl, die Ermittlung der Spannkraftverluste, Verankerungen, Kupplungen, Hüllrohre und Injektionsmaterial.

2.7 Ausführung

In diesem Abschnitt werden die wichtigsten Regeln für die sachgemässe Verarbeitung der Baustoffe und die qualitativ einwandfreie Herstellung von Stahlbetonbauteilen beschrieben. Neu und von grosser Bedeutung sind die Vorschriften über die Bemessung und konstruktive Ausbildung der Schalungen und Rüstungen.

2.8 Aufgaben der beteiligten Fachleute

Der Abschnitt über die Aufgaben der beteiligten Fachleute ist nicht verbindlich. Die diesbezüglichen Angaben können als Grundlage für das Ausarbeiten der Werkverträge und die im speziellen Fall festzulegende Aufgabenzuordnung dienen.

3. Schlussbemerkungen

Das Ziel der neuen Norm SIA 162 besteht in erster Linie in der *Verbesserung der Qualität* und nicht in einer einseitigen Erhöhung der Wirtschaftlichkeit und Konkurrenzfähigkeit der Betonbauweise. Die Anforderungen an das Ausbildungsniveau des Normbenützers sind relativ hoch. Die Norm-Vorschriften sind im allgemeinen von grundsätzlicher Bedeutung und nicht auf Spezialfälle zugeschnitten. Künftige Entwicklungen der Bauweise sollen nicht behindert werden.

2.7 Execution of Works

This section contains the most important rules for the proper manner of manufacture of the building materials and the impeccable production of reinforced concrete. New, and of high importance, are the rules concerning the structural design and detailing of the formwork and falsework.

2.8 Responsibilities of the Interested Parties

The section about the responsibilities of the interested parties is not binding. The statements concerning this can serve as a basis for the elaboration of the contracts and project coordination.

3. Final Remarks

The goal of the new code, SIA 162, consists primarily in the *improvement of the quality* of concrete structures, and not just to increase the economy and competeability. The requirements for the level of education of the code user is relatively high. The code rules are generally of fundamental meaning, and are not styled for special cases. Future developments of the concrete technology should not be hindered with the new draft.

Résumé: Au vu des recherches effectuées et des expériences réalisées, le projet de la nouvelle norme SIA 162 «construction en béton» contient plusieurs nouveautés importantes par rapport à la norme actuelle de 1968. Par principe, la sécurité à la rupture et l'aptitude au service doivent être vérifiées. Toutes les règles correspondantes s'appliquent aux ouvrages à armature passive et aux ouvrages partiellement ou totalement précontraints. Les indications et les prescriptions concernant l'étude de projet et l'exécution des travaux sont nouvelles, et sont importantes pour la sécurité et la qualité.

Ermüdungsversuche an den Schrägseilen der Sunshine-Skyway-Brücke, Florida (USA)

Von Dr. Marc Ladner und Sándor Balás, Dübendorf

1. Das Bauwerk

Über die Tampa-Bucht führt eine 17,7 km lange Strassenbrücke und verbindet St. Petersburg mit Sarasota. Im Mai 1980 wurde einer ihrer Hauptpfeiler durch einen 34 000 Tonnen Tanker gerammt, was den Einsturz des Hauptfeldes zur Folge hatte. Ein 6,75 km langer Abschnitt der Brücke, einschliesslich des Hauptfeldes, muss daher ersetzt werden, wobei die Hauptöffnungen des Bauwerkes als Schrägseilbrücke mit Spannweiten von 164,59 – 365,76 – 164,59 m ausgebildet werden (Fig. 1). Damit steht der Schifffahrt eine Durchfahrtsöffnung von insgesamt 304,80 × 53,34 m zur Verfügung.

Mit dem Bau des neuen Brückenteils wurde anfangs 1983 begonnen; seine Vollendung ist auf anfangs 1986 geplant. Die Gesamtkosten werden auf etwa 115 Millionen US\$ geschätzt.

Der Überbau besteht aus einem 4,47 m hohen, einzelligen Hohlkasten aus Spannbeton mit nachträglichem Verbund, dessen Stege stark geneigt sind. Die vierspurige Fahrbahnplatte ist 28,78 m breit und ist in der Symmetrieachse im Abstand von jeweils 3,66 m durch schräge Streben abge-

Fatigue Tests on Stay Cables of the Sunshine Skyway Bridge, Florida (USA)

By Dr. Marc Ladner and Sándor Balás, Dübendorf

1. The Structure

Across Tampa Bay, a 17.7 km long toll bridge leads between St. Petersburg and Sarasota. One of its main piers was rammed by a 34,000 tons tanker in May 1980, causing the main span to collapse. A 6.75 km long section, which includes the main span, is now being replaced. The principal openings will now consist of a cable-stayed bridge with spans of 164.59 – 365.76 – 164.59 m (Fig. 1). This will provide a clear navigation opening of 304.80 × 53.34 m.

Construction of the new bridge section commenced in early 1983. Completion is scheduled for early 1986. The total cost is estimated at approximately US\$ 115 millions.

The post-tensioned concrete superstructure consists of a 4.47 m deep, single-cell box girder with steeply inclined webs. The deck slab is 28.78 m wide and carries four traffic lanes. It is supported along the central axis in the box section at intervals of 3.66 m by inclined struts ending at the intersection point between web and bottom slab (Fig. 2).

The cable-stayed bridge is adjoined on each side by three spans each of 73.15 m and one span of 42.67 m, which have the same cross-section as the main spans. Then follow, on

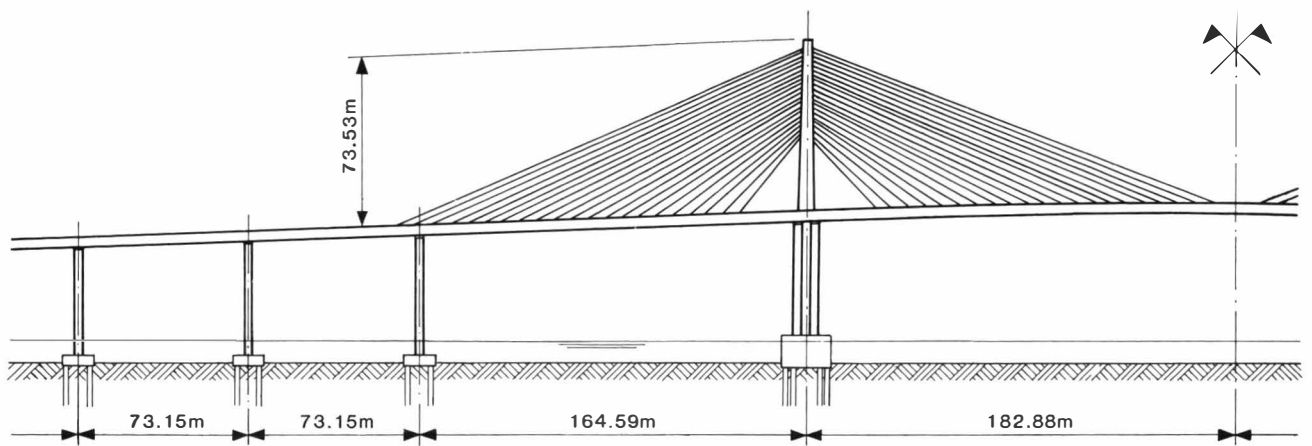


Fig. 1. Sunshine Skyway Brücke. Aufriss der Hauptfelder – Le pont Sunshine Skyway. Élévation des travées principales – Sunshine Skyway Bridge. Elevation of the main spans

stützt, welche ihrerseits bis in die von der Bodenplatte und den Stegen gebildeten Knotenpunkte geführt sind (Fig. 2). Auf beiden Seiten der Schrägseilbrücke schliessen sich je drei Felder mit 73,15 m und eines mit 42,67 m Spannweite an, welche den gleichen Brückenquerschnitt wie die Hauptfelder aufweisen. Dann folgen, wiederum auf beiden Seiten, 18 Felder mit einer Standardlänge von 41,15 m. Diese bestehen aus einzelligen Zwillingshohlkastenträgern, welche ihrerseits aus vorgefertigten Segmenten zusammengesetzt sind und auf eine ähnliche Weise in Position gebracht wurden, wie das bei der gegen Ende 1982 fertig erstellten Seven-Miles-Bridge an der Südspitze von Florida der Fall war. Für die restlichen 131 Felder der neuen Brücke werden vorgefertigte Betonbalken mit einer Spannweite von je 30,63 m verwendet.

Von den beiden 73,53 m hohen Betonpylonen (gemessen über der Fahrbahnplatte) strahlen je 21 Schrägseile fächerförmig aus. Diese Seile sind in der Brückenachse angeordnet. Die Höhe der Hauptpfeiler (elliptische Zwillingspfeiler) beträgt ungefähr 51 m; sie sind, wie übrigens alle anderen Pfeiler auch, auf Pfählen fundiert.

Für die Schrägseile werden VSL-Kabel vom Typ 6–38 bis 6–82 verwendet. Das grösste Kabel hat eine Bruchkraft von 21400 kN. Im Gebrauchszustand haben die Seile eine grösste Kraft von 45% der Bruchlast zu tragen. Die Kabel verlaufen durchgehend von einer Spannverankerung zur anderen. Das bedeutet, dass sie beim Pylon über einen Sattel geführt werden. Die Länge des längsten Kabels beträgt somit 390 m. Die Litzen befinden sich innerhalb eines Stahlrohres, welches nach dem Spannen der Litzen mit Zementmörtel injiziert wird. Durch das Entspannen der Kabel nach dem Injizieren übernimmt das Injektionsgut sowohl eine Tragfunktion als auch eine Schutzfunktion gegen Korrosion. Die gedrückte Injektionsmörtelsäule verbessert auch das Ermüdungsverhalten des Systems, da Risse im Injektionsgut ausgeschaltet werden. Damit ist eine gleichmässige Spannungsverteilung über die gesamte Kabellänge gewährleistet und verhindert mögliche Spannungskonzentrationen, welche bei Rissen im Injektionsmörtel auftreten könnten. Durch die Verbundwirkung werden ausserdem auch die Stahlhüllrohre unter eine Druckspannung gesetzt.

Im Zusammenhang mit dieser Schrägseilbrücke wurden im Verlauf des Jahres 1984 verschiedene Versuche an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf, Schweiz, ausgeführt. Diese umfassten zwei Ermüdungsversuche an je einem Kabel vom Typ 6–54 und 6–30; am letzteren wurde auch ein Zug-Bruchversuch vorgenommen. Die Versuchsreihe umfasste schliesslich auch noch einen Biege-Ermüdungsversuch an einem Kabel vom Typ 6–54, mit welchem vor allem die Verhältnisse in Sattel- und im Verankerungsbereich überprüft werden sollten. Dieser letztgenannte Versuch und dessen Ergebnisse werden nachfolgend etwas näher beschrieben.

2. Versuchsmaterial und Versuchsprogramm

Das Versuchskabel bestand aus einem Litzenbündel mit 54 Einzellitzen vom Durchmesser 0,6", welches mit einem

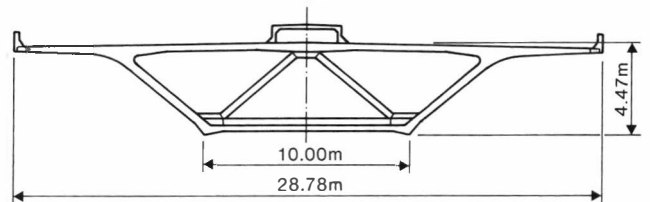


Fig. 2. Querschnitt des Überbaus im abgespannten Bereich – Coupe en travers du tablier dans la partie haubanée – Cross-section through the girder in the cable-stayed portion

each side again, 18 spans (of 41.15 m standard length) consisting of twin single cell box girders, which are assembled from precast segments and lifted like those of the Seven Mile Bridge at the Southern tip of Florida, completed towards the end of 1982. For the remaining spans (131 in number) of the new bridge section, precast concrete beams of 30.63 m span length are being used.

The fan arrangement of the cables for the main spans consists of 21 cables from each of the two 73.53 m high concrete towers (as measured from the deck slab), the cables being located in the bridge axis. The height of the main piers (elliptic twin piers), which like all the piers are founded on piles, is approximately 51 m.

The stay cables consist of VSL types 6–38 to 6–82. The largest cable therefore has a breaking load of 21,400 kN. The cables have a maximum working force of 45% of the breaking load. They run continuously from stressing anchorage, i.e. they are looped over a saddle in the tower. The longest cable therefore has a length of 390 m. The strands are inside steel tubes, which are grouted after stressing.

By detensioning the stay cables after grouting, the grout becomes a structural member as well as providing corrosion protection. The compressed grout column also enhances the fatigue characteristics of the system since cracking of the grout is eliminated. This ensures that the cables have a uniform stress distribution over their entire length by avoiding possible stress concentrations that might be present if the grout cracked. The compression of the grout column also puts the steel pipe in compression.

In connection with this cable-stayed bridge, tests were carried out during 1984 at the Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA) at Dübendorf, Switzerland. These included two ultimate fatigue tests with one cable 6–54 and one cable 6–30; with the latter cable, an ultimate tensile test was also performed. The serie also included a flexural fatigue test with one cable 6–54, by which the conditions in the region of the saddle in the tower as well as in the region of the anchorage zones were checked. In the following, this latter test will be described.

2. Test Material and Test Program

The test cable consisted of a strand bundle made up of 54 0.6" diameter seven-wire strand sections, enclosed in a steel pipe. It was placed over a deviation saddle and anchored at both ends in Type E6–55 anchor heads.

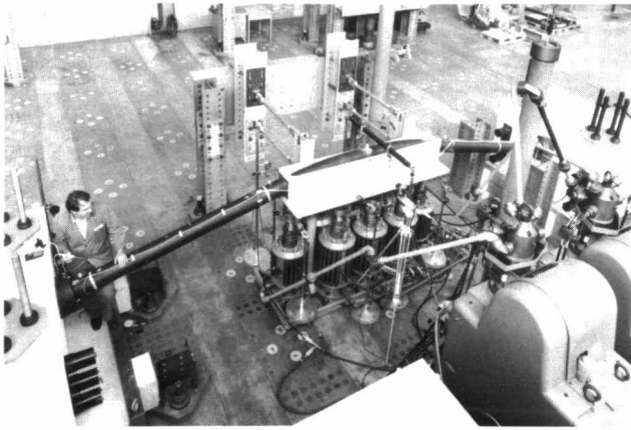


Fig. 3. Übersicht über die Versuchseinrichtung für Ermüdungsversuche an umgelenkten Brückenkabeln – Vue de l'installation pour essais de fatigue de câble en appui sur selle de déviation pour pont à haubans – Overall view of the test set-up for testing deviated bridge cables

Stahlrohr ummantelt war. Es wurde über einen Umlenksattel geführt und an seinen beiden Enden mit Ankerköpfen vom Typ E6–55 verankert.

Das vom Auftraggeber festgelegte Versuchsprogramm sah vor, dass die Grösse der Unter- und Oberlast während der ganzen Versuchsdauer konstant zu halten war. Ausserdem waren die Achsialkräfte im Kabel, die Vertikalkräfte beim Sattel, die vertikale Verschiebung des Sattels und die Neigung des Hüllrohres während des Ermüdungsversuches zu messen. Darüberhinaus waren auch allfällige, im Verlauf des Versuches auftretende Drahtbrüche zu erfassen.

3. Versuchsdurchführung

3.1 Versuchseinrichtung

Für die Versuchsdurchführung wurde eine eigens dafür entwickelte Versuchseinrichtung auf dem Aufspannboden des Versuchslabors aufgebaut, da die vorhandenen Prüfmaschinen dafür nicht geeignet waren. Diese neue Versuchseinrichtung besteht aus zwei Spannbeton-Ankerblöcken, welche im vorgeschriebenen Abstand, entsprechend der Kabellänge, auf dem Aufspannboden verankert werden. Zwischen den beiden Ankerblöcken, in der Mitte der freien Kabellänge, befindet sich der Umlenksattel, mit einem Radius von 4,115 m. Er steht auf acht hydraulischen Versuchszylindern, von denen sechs hydraulisch gekoppelt und an einen Stickstoffakkumulator angeschlossen sind; damit wird die für den Ermüdungsversuch benötigte Unterlast erzeugt. Die beiden anderen Zylinder sind an Pulsatoren angeschlossen und erzeugen die benötigte Kraftamplitude mit einer Frequenz von etwa 4,2 Hertz. Eine Übersicht dieser Versuchsanlage ist Fig. 3 zu entnehmen.

Zur Kontrolle der Kabelkräfte dienen vier am Kabelende beim Ankerkopf angebrachte Kraftmessdosen, mit welchen Kräfte mit einer Genauigkeit von ± 5 kN erfasst werden können. Am anderen Kabelende befinden sich noch sechs hydraulische Zylinder, mit denen nötigenfalls Veränderungen in der Kabellänge ausgeglichen werden können.

3.2 Versuchsvorbereitungen

Das Einziehen des Versuchsseiles in die aufgebaute Versuchseinrichtung geschah durch den Auftraggeber. Vorgängig dazu wurde der Umlenksattel mit dem darauf gelegten Hüllrohr auf die ungefähre Höhe gebracht, auf der er bei Oberlast liegen sollte. Das Litzenbündel war auf der einen Seite mit einem Ankerkopf vom Typ E6–55 versehen und wurde von der anderen Seite her in die Stahlrohre (zwei Übergangsrohre und ein Hüllrohr) eingezogen. Beim Montieren des anderen Ankerkopfes wurden die Litzen einzeln mit einem hydraulischen Zylinder auf eine kleine Last von je etwa 7,35 kN gespannt. In diesem Zustand wurden die Verankerungskeile gesetzt.

In Übereinstimmung mit dem Versuchsprogramm musste die der Oberlast entsprechende Axialkraft durch eine vom Auftraggeber zur Verfügung gestellte Sonderpresse aufge-

The test program was specified by the client and included that the lower and upper loads were to be held constant during the fatigue test. Therefore, the following measurements and observation were to be taken during the test:

- Axial forces in the tension cable
- Vertical forces at the saddle
- Vertical displacement of the saddle
- Inclinations of the pipes
- Registering of wire ruptures.

3. Execution of tests

3.1 Test Set-up

For the execution of the tests, a special test set-up was installed on the laboratory strongfloor since the available testing machines did not suffice for the testing conditions required here.

The new test set-up consists of two concrete anchoring blocks which are anchored to the strongfloor with a spacing corresponding to the cable length. Between the anchoring blocks, in the center of the free cable length, the deviation saddle is positioned. It has a radius R of 4,115 mm. This deviation saddle is placed on eight hydraulic test actuators which provide for the vertical forces. The inner six actuators are connected to a nitrogen-filled pressure accumulator which in turn is held under pressure with a manometer. The two outer actuators are coupled to two pulsators and provide for the necessary force for the pulsating amplitude at a frequency of approximately 4.2 Hertz. An overall view of this test set-up is shown in Figure 3.

Measurement of the forces on the cable resp. control of the load limits is accomplished with four load cells which are installed at one side of the cable in the supporting set-up of the anchor head. These permit a measurement of the cable force within an accuracy of about ± 5 kN. In the supporting set-up of the other anchor head, six hydraulic actuators are installed. These maintain the spacing and if necessary can provide a small correction of the cable length.

3.2 Test Preparations

The installation of the cable in the test set-up was performed by the client. Prior to the installation the saddle (with the stay pipe placed over it) was brought into a position corresponding approximately to the expected saddle height at the upper load. The strand bundle was already provided with a premounted anchor head E6–55 and was guided into the steel pipes (2 transition pipes and the stay pipe). During the mounting of the other anchor head, the strands were tensioned individually with a tension jack to a small load of approximately 7.35 kN each. The wedges were then applied.

In accordance with the test program, the upper load had to be applied to the cable by means of a special press provided by the client. The tensile force on the anchor head (on the tension side) was to act simultaneously on all 54 strands.

Following the tensioning procedure, the saddle was pulsed a total of 20 times in the vertical direction. The upper load was maintained as the upper limit. Finally, the saddle was supported mechanically at a cable force of $F_u = 6,068$ kN and the cable chords were levelled. The inclination angles for both chords was 14.7°. The cable grouting was carried out in this geometric position by the client.

3.3 Static and dynamic loading of the cable

On the eighth day after grouting, the cable was subjected in a multi-step static loading. A second static loading was undertaken on the following day. After a pause of 11 days, the dynamic testing was begun. This was continued until reaching 2 million cycles. A short static loading of the cable completed the entire test series.

4. Test Results

The fatigue test on the cable began after an eleven day pause. It can be described as follows:

- Upper load $F_u = 0.431 \times F_n = 6,068$ kN

bracht werden. Die Zugkraft musste dabei auf alle 54 Litzen gleichseitig wirken.

Im Anschluss an den Spannvorgang wurde der Sattel zwanzig Mal in vertikaler Richtung pulsiert. Dann wurde der Sattel bei einer axialen Kabelkraft von $F_u = 6068$ kN mechanisch abgestützt, und die Neigung der Kabelstränge wurde ebenfalls ausgemessen; sie betrug auf beiden Seiten $14,7^\circ$. In dieser geometrischen Position wurde die Injektion des Hüllrohres durch den Auftraggeber vorgenommen.

3.3 Statische und dynamische Kabelbelastung

Am achten Tag nach der Injektion wurde das Kabel einem mehrstufigen statischen Belastungsprogramm unterzogen. Ein zweiter, ebenfalls statischer Belastungsversuch erfolgte am darauffolgenden Tag. Dann, nach einer Pause von elf Tagen, wurde mit dem Ermüdungsversuch begonnen. Dieser umfasste 2 Millionen Lastwechsel. Schliesslich beendete ein kurzer, wiederum statischer Belastungsversuch die gesamte Versuchsserie.

4. Ergebnisse des Ermüdungsversuches

Der Ermüdungsversuch selber wurde unter folgenden Bedingungen durchgeführt:

- Oberlast $F_u = 0,431 \times F_n = 6068$ kN
- Unterlast $F_l = 0,369 \times F_n = 5195$ kN
- Kraftamplitude $\Delta F = 873$ kN
- Oberspannung $\sigma_u = 802$ N/mm²
- Unterspannung $\sigma_l = 687$ N/mm²
- Spannungsamplitude $\Delta \sigma = 115$ N/mm²
- Anzahl Lastwechsel: 2 000 000
- Schwingungsfrequenz: 4,2 Hz (250/min)

Während des ganzen Ermüdungsversuches wurden die Kraftgrenzen (F_u und F_l) konstant gehalten.

Mit Hilfe der auf den Ankerköpfen aufgebrauchten Beschleunigungsgeber konnte festgestellt werden, dass bei folgenden Lastwechselzahlen (LW) Drahtbrüche auftraten:

- | | |
|-------------------|--------------------|
| 1. bei 834000 LW | 6. bei 1410000 LW |
| 2. bei 860000 LW | 7. bei 1476000 LW |
| 3. bei 932000 LW | 8. bei 1714000 LW |
| 4. bei 976000 LW | 9. bei 1934000 LW |
| 5. bei 1130000 LW | 10. bei 1968000 LW |

Ausserdem brachen auch noch drei Schrauben in der linken und eine Schraube über die rechten Kupplung. Die Bruchflächen dieser Schrauben wiesen deutliche Ermüdungssymptome auf (Fig. 4). Nach Beendigung des Ermüdungsversuches wurde der Sattel wieder auf der Höhe der Oberlast F_u fixiert.

5. Visuelle Inspektion des zerlegten Kabels nach Versuchsende

Nach Abschluss aller Versuche wurde das Kabel zerlegt. Die dabei in verschiedenen Schnitten gemachten Beobachtungen zeigten folgende Befunde:

- Das Kabel war in allen Schnitten gut injiziert.
- Es konnten keine Radialrisse im Injektionsmörtel oder an der Oberfläche gefunden werden. Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass der Injektionsmörtel beim Auftrennen des Hüllrohres in kleinere und grössere Stücke zerfiel, so dass dadurch eventuell das Feststellen von Rissen verunmöglicht wurde.
- Die Ergebnisse über die Anzahl der Drahtbrüche, die von den Beschleunigungsgeber erfasst worden waren, konnte durch die visuelle Inspektion bestätigt werden, indem zehn gebrochene Drähte gefunden wurden. Fünf davon lagen auf der Spannseite beim Ankerkopf (linke Seite). Alle diese Drahtbrüche traten etwa an der gleichen Stelle auf, nämlich in 110 bis 115 mm Entfernung von den Verankerungskeilen. Etwa an den gleichen Stellen (wiederum in etwa 110 bis 115 mm Entfernung von den Verankerungskeilen) wurden auch auf der rechten Seite drei Drahtbrüche gefunden. Zwei weitere Drahtbrüche befanden sich schliesslich noch in einer Entfernung von 1700 mm vom Rand des rechten Ankerkopfes (etwa an der Stelle des «tensionring»).

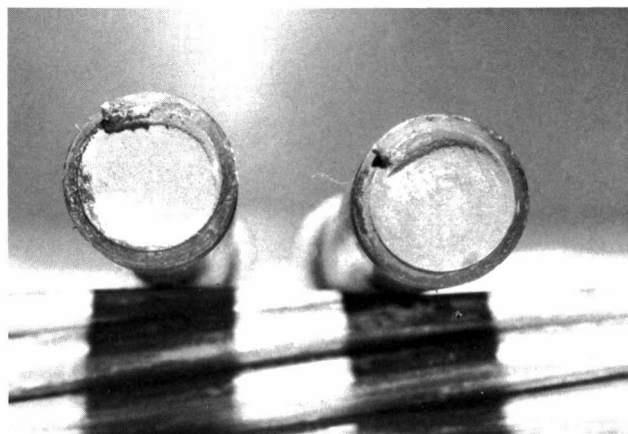


Fig.4. Die in den Kupplungen gebrochenen Schrauben weisen deutliche Ermüdungssymptome auf – Les boulons cassés dans les raccords présentent de nettes marques de fatigue – The surfaces of the ruptured coupling bolts indicate typical fatigue symptoms

- Lower load $F_l = 0,369 \times F_n = 5,195$ kN
- Oscillation amplitude $\Delta F = 873$ kN
- Upper stress $\sigma_u = 802$ N/mm²
- Lower stress $\sigma_l = 687$ N/mm²
- Stress amplitude $\Delta \sigma = 115$ N/mm²
- Number of load cycles: 2,000,000
- Testing frequency: 4.2 Hz (250/min)

During the entire fatigue test, the load limits (F_u , F_l) were held constant. The accelerometers mounted on the anchor heads indicated ten wire ruptures at the following number of load cycles (LC):

- | | |
|--------------------|---------------------|
| 1. at 834,000 LC | 6. at 1,410,000 LC |
| 2. at 860,000 LC | 7. at 1,476,000 LC |
| 3. at 932,000 LC | 8. at 1,714,000 LC |
| 4. at 976,000 LC | 9. at 1,934,000 LC |
| 5. at 1,130,000 LC | 10. at 1,968,000 LC |

During the fatigue test, 3 bolts ruptured in the left coupling and one in the right coupling. The breaking surfaces indicated typical fatigue symptoms (Fig.4). After completing the fatigue test, the saddle was again supported at the upper load F_u .

5. Visual Inspection of the Disassembled Cable

After completion of all the tests, the cable was disassembled. Observations of several cross-sections yielded the following results:

- The cable was well-grouted in all cross-sections.
- No traces of radial cracks could be found in the grout or on the surface. It should be mentioned that the grout broke off in smaller and larger pieces after removal of the steel pipe from the strand bundle. Possibly this precluded the observation of cracks.
- The signals from the accelerometers indicating wire ruptures were confirmed by the visual inspection. A total of 10 wire ruptures was discovered. Five of these were located in the tensile side of the anchor head (left head). All these wire ruptures were located at approximately the same position, namely 110 to 115 mm from the wedge opening. At the same position (approximately 110 to 115 mm from the wedge opening) three wire ruptures in the right head were found. Two further ruptures were discovered at a distance of 1,700 mm from the edge of the right anchor head (approximately at the tension ring).

6. Summary

After a short description of the Sunshine Skyway Bridge, the necessity of cable testing is pointed out. The most important of all tests carried out in connection with this structure, namely the flexural fatigue test, is then summarized.

This investigation started by a serie of multiple-step static loading tests on a strand cable consisting of 54 0.6" diame-

6. Zusammenfassung

Nach einer kurzen Beschreibung der Sunshine-Skyway-Bridge wird auf die Notwendigkeit von Kabelversuchen im Zusammenhang mit wichtigen Bauwerken hingewiesen. Der bedeutendste dieser Versuche, der Ermüdungsversuch, wird sodann kurz zusammengefasst. Dieser bestand zunächst aus verschiedenen mehrstufigen statischen Belastungsversuchen sowie aus dem eigentlichen Ermüdungsversuch an einem Litzenbündel aus 54 siebendräftigen Litzen vom Durchmesser 0,6". Das Kabel war in einem Hüllrohr aus Stahl verlegt und mit Zementmörtel ausinjiziert. Die Kabelkräfte wurden durch die vertikale Auslenkung eines Umlenksattels, über welchen das Kabel geführt worden war, erzeugt. Für alle Versuche betragen die Lastgrenzen $F_u = 0,431 \times F_n = 6068$ kN (Oberlast) und $F_l = 0,369 \times F_n = 5195$ kN (Unterlast), wenn mit $F_n = 14077$ kN die nominelle Kabelbruchlast bezeichnet wird. Beim Ermüdungsversuch, der ebenfalls mit diesen konstant gehaltenen Lastgrenzen über 2 Millionen Lastwechsel in einer Frequenz von etwa 4,2 Hz gefahren worden war, betrug die Spannungsamplitude $\Delta\sigma = 115$ N/mm². Dabei traten zehn Drahtbrüche auf; die Verankerungsteile blieben jedoch unbeschädigt.

Beteiligte/Concerned

Bauherr/Owner:

Florida Department of Transportation

Unternehmer/General Contractor:

Paschen Contractors, Inc., St. Petersburg, Florida

Projektverfasser/Engineer:

Figg & Muller Engineers, Inc., Tallahassee, Florida

Vorspannung und Schrägkabel/Post Tensioning Materials and Stay Cables:

VSL Corporation, Los Gatos, California

ter strands, followed by the fatigue test. For that purpose, the cable was installed in a steel pipe and grouted. The forces on the cable were produced by transverse deviation employing a saddle. For all tests, the load limits remained within the load limits established for the dynamic test. The upper and lower loads of the dynamic (fatigue) test corresponded to approximately 43.1% resp. 36.9% of the nominal tensile breaking load of the cable ($F_n = 14,077$ kN). The stress amplitude was $\Delta\sigma = 115$ N/mm². During the entire fatigue test, with a test frequency of about 4.2 Hz, the load limits were held constant. After reaching 2,000,000 load cycles, the dynamic test was ended. Visual inspection revealed a total of 10 wire ruptures. However, the anchoring parts remained intact.

Résumé: Après une description sommaire du pont Sunshine Skyway, des remarques traitent de la nécessité d'essais de câbles et de haubans. L'essai de fatigue qui s'avérait le plus important parmi ceux réalisés au sujet de cet ouvrage fait ensuite l'objet de très brèves explications et les principaux résultats obtenus se trouvent encore finalement relatés sous forme récapitulative. Celui-ci a consisté en diverses épreuves à plusieurs niveaux de charge statique, puis à la sollicitation dynamique d'un câble représentant un faisceau de 54 torons à 7 fils et de 0,6" de diamètre chacun. Le câble était pris dans un tube servant de gaine métallique remplie d'un mortier d'injection.

Les forces exercées sur le câble ont été produites par le mouvement vertical d'une selle de déviation sur laquelle le câble reposait.

Pour tous les essais, les limites de charge atteignaient:

$F_u = 0,431 \times F_n = 6068$ kN (charge supérieure) et

$F_l = 0,369 \times F_n = 5195$ kN (charge inférieure).

la charge nominale de rupture du câble s'exprimant par $F_n = 14077$ kN.

Dans l'essai de fatigue accompli suivant les valeurs indiquées pour la force inférieure et supérieure maintenues constantes tout au long de la durée d'essai des 2 millions de cycles sous une fréquence de sollicitation d'environ 4,2 Hz, l'écart de contrainte était de l'ordre de $\Delta\sigma = 115$ N/mm².

À l'issue de l'essai de fatigue, les constatations ont porté sur 10 ruptures de fils, mais les parties de l'ancrage n'ont cependant révélé aucun endommagement.

Schrägkabelbrücke über den Rio Paraná

zwischen Posadas (Argentinien)
und Encarnación (Paraguay)

Von Georges Zenobi, Zürich

1. Allgemeines

Im Jahre 1971 unterzeichneten die Regierungen von Argentinien und Paraguay einen Vertrag für den Bau einer Brückenverbindung der Städte Posadas und Encarnación. Nach einem Wettbewerb wurde 1977 das zu diesem Zweck gebildete Konsortium von argentinischen Consultingfirmen von der Nationalen Strassenbaudirektion (Dirección Nacional de Vialidad) beauftragt, einen ausschreibungsreifen Entwurf für die Brücke auszuarbeiten.

Die Ausschreibung der Bauarbeiten wurde im September 1980 eröffnet. Der Auftrag wurde der argentinisch-italienischen Arbeitsgemeinschaft *Sideco S.A. – E.A.C.A. S.A. – S.A.I. Girola Estero* zugeschlagen, und die Bauarbeiten begannen 1981. Das dem Projektierungskonsortium angehörende Ingenieurbureau *Cabjolsky-Heckhausen* (Buenos Aires) wurde von der Arge als Berater für die Ausführung beigezogen.

2. Situation

Der Paraná bei den Städten Posadas und Encarnación ist ein Strom von etwa 2,5 km Breite, mit einer mittleren Was-

Stay-cable Bridge over the Rio Paraná

between Posadas (Argentina)
and Encarnación (Paraguay)

By George Zenobi, Zurich

1. General

In 1971 the governments of Argentina and Paraguay signed an agreement to build a bridge to connect the towns of Posadas and Encarnación. A competition was held, and in 1977 a consortium formed by Argentine firms of consultants was commissioned by the National Directorate of Road Construction (Dirección Nacional de Vialidad) to establish a design for the bridge as a basis for tenders.

Bidding for the construction contract was opened in September 1980 and the work was awarded to an Argentine-Italian consortium formed by *Sideco S.A., E.A.C.A. S.A. and S.A.I. Girola Estero*, which began construction work in 1981. The consortium appointed the Buenos Aires engineering firm of *Cabjolsky-Heckhausen*, a member of the design consortium, as consultants for the construction works.

2. Situation

Where it separates the towns of Posadas and Encarnación the Paraná is some 2.5 km wide and has a mean flow of about 50000 m³/s at a velocity of about 3 m/s. The bridge is located in the area of the pondage associated with the

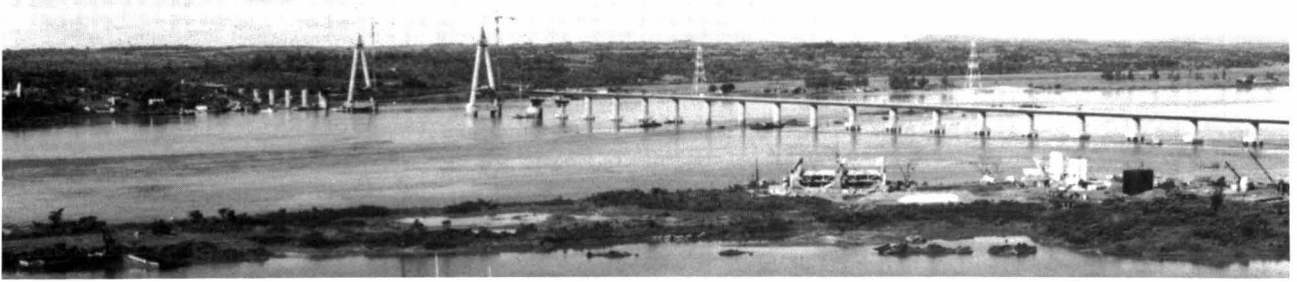


Fig. 1. Gesamtansicht – Vue d'ensemble – General view

serführung von ca. 50000 m³/s bei einer Geschwindigkeit von etwa 3 m/s. Die Brückenstelle liegt im Staubereich des im Bau befindlichen Wasserkraftwerks *Yaciretá* wodurch sich der Wasserspiegel um ca. 7 m heben wird.

Über die Brücke führt eine zweispurige Strasse und die eingleisige Eisenbahnlinie, die Buenos Aires mit Asunción verbindet. Der Strassen- und Eisenbahnverkehr über den Strom wird bis heute mittels einer Fähre bewerkstelligt.

Der fast 3 km lange Brückenzug gliedert sich in:

- die Vorlandbrücken am argentinischen Ufer (120 m Strassen- und 520 m Eisenbahnzubringer),
- die argentinische Rampe von 1600 m Länge,
- die paraguayische Rampe von 390 m Länge,
- die 560 m lange Hauptstrombrücke (Fig. 1).

Sämtliche Teile des Brückenzuges sind auf den Basaltfelsen gegründet, der am Ufer zutage tritt, aber im Strom mehr als 40 m unter den mittleren Wasserspiegel abfällt.

Bei den Berechnungen wurden die argentinischen Vorschriften für Strassen- und Eisenbahnbrücken eingehalten. Darüber hinaus kamen der CEB-FIP Model Code und die DIN-Normen zur Anwendung. Für die Kombination mit den Eisenbahnlasten wurden als Strassenlasten die leichteren USA AASHTO-Lasten der Klasse HS-20 verwendet.

Für die Vorspannung des gesamten Bauwerks kamen Spannglieder System BBRV zur Anwendung, geliefert und eingebaut von der Firma *Pretensac SA*, Buenos Aires, der argentinischen Generallizenznehmerin von BBR Ltd., Zürich.

3. Die Hauptstrombrücke

Das Schiffsprofil über der tiefsten Flussrinne bestimmte die Lage der Hauptstrombrücke. Es forderte eine Höhe von 18 m über dem künftigen Stauziel von *Yaciretá*, und eine Breite von 230 m. Die Hauptspannweite wurde aber nicht durch dieses Mass bestimmt, sondern ergab sich aus dem geologischen Profil. Da die massiven Senkkästen mit Druckluft nicht tiefer als 20 m unter Wasser gegründet werden sollten, ergab sich eine Mittelöffnung von 330 m und zwei Seitenöffnungen von je 115 m, deren Verhältnis zur Mittelöffnung durch die Eisenbahnlasten bestimmt wurde. Der Überbau krägt über die Seitenpfeiler noch 7 m aus, um den Anschlussfeldern der Rampenbrücken beiderseits Auflager zu bieten (Fig. 2).

Der Überbau besteht erstmals bei einer Eisenbahnbrücke dieser Stützweite aus Spannbeton. Das grössere Eigengewicht gegenüber Stahl führt zu einem ausgewogeneren Verhältnis von ständiger Last und Nutzlast; ausserdem ist in Argentinien ein Überbau aus Beton wirtschaftlicher als aus Stahl.

3.1 Querschnitt

Der trapezförmige Brückenquerschnitt besteht aus dem mittleren, 6 m breiten und zwei seitlichen dreieckigen Hohlkästen. Die Windversuche bestätigen die Wahl des windschnittigen geschlossenen Querschnitts. Seine grosse Torsionssteifigkeit verteilt die aussermittigen Eisenbahnlasten so gut, dass die Schrägkabel auf der Strassen- und Eisenbahnseite gleich bemessen werden konnten (Fig. 3).

In Querrichtung wirkt das Brückendeck wie ein Fachwerk, denn der rechteckige Mittelkasten wird durch Diagonalen alle 10 m ausgesteift. Die zugbeanspruchten unteren und

Yaciretá hydro-electric power station now under construction. These works will raise the water level by about 7 m. The bridge is traversed by a two-lane road and by the single-track railway line connecting Buenos Aires with Asunción. Up to the present, road and rail traffic across the river has been handled by a ferry.

The bridge is almost 3 km long and subdivides into:

- The foreshore spans on the Argentine bank (120 m roadway feeder and 520 m railway feeder).
- The Argentine ramp 1600 m long,
- The Paraguayan ramp 390 m long.
- The mainstream bridge 560 m long (Fig. 1).

All elements of the bridge structure rest on the basalt rock that outcrops at the banks and extends down to more than 40 m below the mean water level.

The design complied both with the Argentine regulations governing road and rail bridge construction and additionally with the CEB-FIP Model Code and DIN Standards. The lighter USA AASHTO Class HS-20 loads were used for combination with the railway loads.

Tendons system BBRV supplied and installed by *Pretensac SA*, Buenos Aires, General Licensee for Argentina of BBR Ltd. Zurich, were used to prestress the entire structure.

3. The Mainstream Bridge

The location of the mainstream bridge was determined by the shipping profile above the deepwater channel. This called for a height of 18 m above the future water level of the *Yaciretá* pondage over a width of 230 m. However, the width of the main bridge span was not determined by these figures but by the geological profile. As the foundations for the solid caissons ought not to be positioned with compressed air more than 20 m under water, the result was a centre span 330 m wide and two side spans of 115 m each, whose relationship to the centre span was determined by the railway loads. The superstructure projects an additional 7 m beyond the side piers to provide supports for the ramp structure connections on each side (Fig. 2).

The superstructure, for the first time in a railway bridge of this span, is of prestressed concrete. The greater dead-weight by comparison with steel leads to a more balanced ratio between permanent dead load and live load; besides in Argentina a concrete superstructure is more economical than one of steel.

3.1 Section

The trapezoidal bridge section consists of a centre hollow-box 6 m wide and two triangular lateral hollow boxes. Wind tests have confirmed the suitability of this closed, streamlined section. Its high torsional rigidity distributes the eccentric railway loads so well that it was possible to size the stay-cables similarly for the railway and roadway sides (Fig. 3).

Looked at transversally, the bridge deck presents itself as a lattice, for the square centre hollow-box is stiffened every 10 m by diagonals. The bottom and diagonal slabs, which are subject to tension, are prestressed by BBRV tendons anchored in the solid edge element and transferring the loads of a superstructure section almost directly into the stay-cable suspension. The roadway deck is constantly under pressure from the horizontal components of the stay-

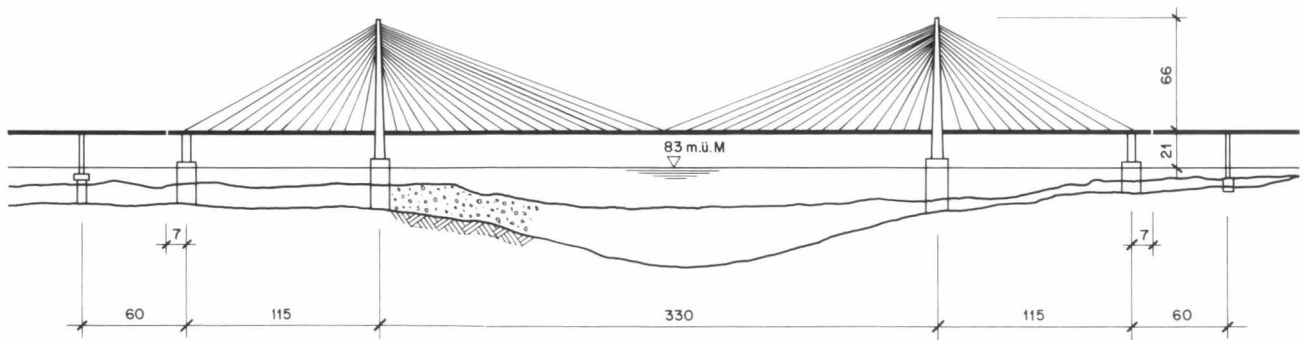


Fig. 2. Längsschnitt der Hauptstrombrücke (Masse in m) – Coupe longitudinale du pont principal (dimensions en m) – Elevation of the mainstream bridge (Dimensions in m)

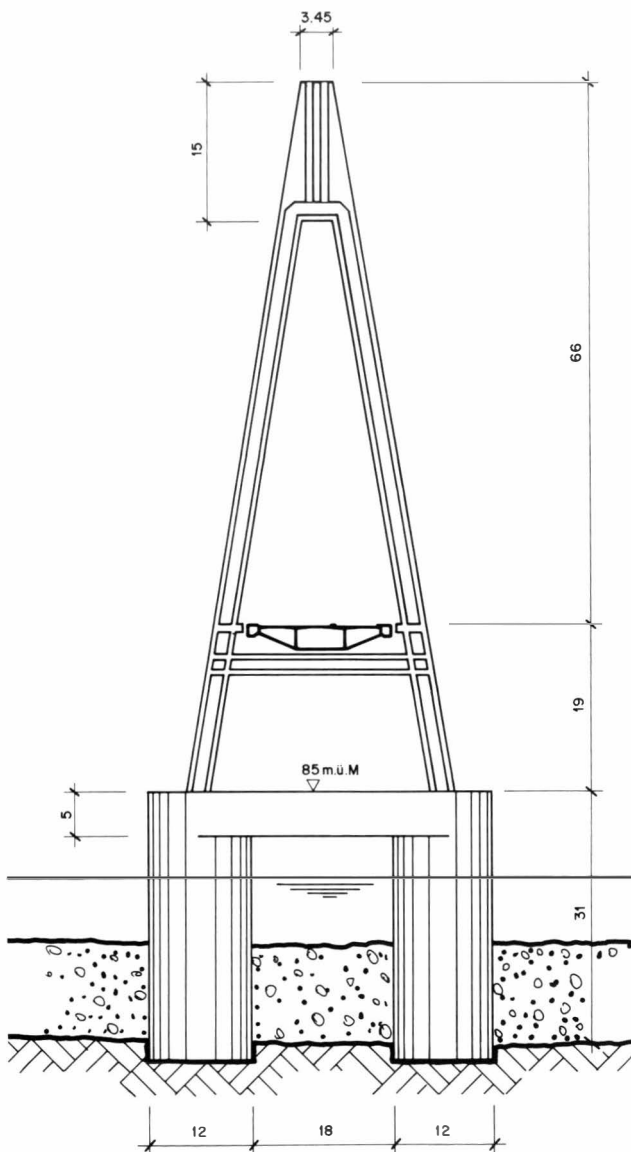


Fig. 4. Ansicht des Pylons (Masse in m) – Le pylône en élévation (dimensions en m) – Elevation of the pylon (Dimensions in m)

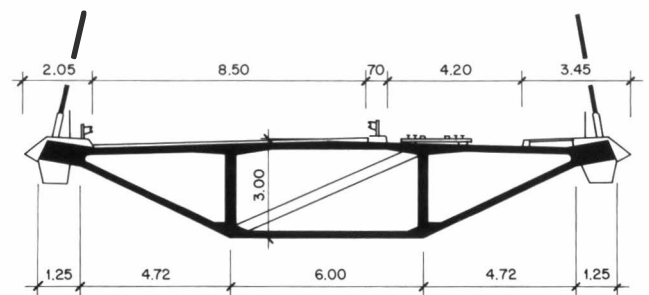


Fig. 3. Querschnitt der Hauptstrombrücke (Masse in m) – Coupe en travers du pont principal (dimensions en m) – Section of the mainstream bridge (Dimensions in m) –

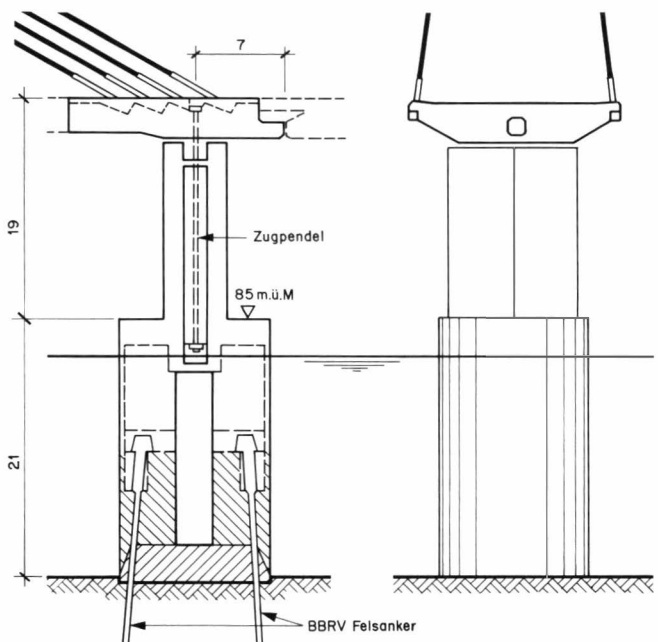


Fig. 5. Seitenpfeiler, Längsschnitt (links) und Querschnitt (rechts), Masse in m – Coupe longitudinale (à gauche) et coupe en travers (à droite) d'une pile latérale (dimensions en m) – Side pier in elevation (left) and section (right), Dimensions in m

schrägen Platten werden vorgespannt durch BBRV-Spannglieder, die in einem massiven Randglied verankert sind und die Lasten eines Überbauabschnitts praktisch direkt in die Kabelaufhängung leiten. Die Fahrbahnplatte steht immer unter Druck der horizontalen Komponente der Schrägkabel, so dass zusätzlich nur noch 500 kN/m Spannkraft benötigt werden.

Die Schrägkabel bestehen aus parallelen Drähten ($\varnothing 7$ mm) der Stahlgüte 1500/1700. Die Drahtbündel werden mit einer 8 mm starken Litze wendelartig umwickelt und liegen in einem schwarzen Polyäthylenrohr, das nachträglich mit Zementmörtel ausgepresst wird. Aus ästhetischen Gründen werden die Rohre mit einer weissen Kunststoff-Folie

cables, with the result that only an additional 500 kN/m tensioning force was needed.

The stay-cables consist of parallel wires ($\varnothing 7$ mm) of steel grade 1500/1700. The wire bundles are wrapped helically with a strand 8 mm thick and are sheathed in a tube of black polyethylene, subsequently pressed out with cement mortar. For aesthetic reasons the tubes are wrapped in white plastic tape, which also reduces the temperature of the PE tubing under direct sunlight. BBR HiAm anchorages have been used as anchoring elements, since they have proved to possess a reliably high fatigue resistance.

On both sides the superstructure is suspended every 10 m from stay-cables, which are concentrated in a fan-like con-

umwickelt, die gleichzeitig die Temperatur des PE-Rohres aus direkter Sonnebestrahlung herabsetzt. Als Verankerung wurde die BBR HiAm Verankerung gewählt, die sich schon vielfach bewährt hat und eine zuverlässig hohe Schwingbreite aufweist.

An beiden Rändern hängt der Überbau alle 10 m in den Schrägkabeln, die in den Köpfen beider A-Pylonen fächerförmig zusammengeführt und in je zwei Schächten in ihrem Inneren verankert werden. Die Pylone werden unterhalb des Überbaus mit einem Riegel zusammen gehalten, der diesem jedoch nicht als Auflager dient, sondern nur als Aussteifung des A-Rahmens wirkt.

3.2 Pylone

Die A-Form des Pylons ist in der Herstellung zwar aufwendiger als vertikale Pylonstiele, sie ergibt aber eine erheblich günstigere Abtragung der grossen Windlasten und eine grosse Torsions-Steifigkeit des Gesamtsystems. Letztere wiederum führt dazu, dass sich die Eigenfrequenzen von Biege- und Torsions-Schwingungen stark unterscheiden, so dass sie erst bei höheren Eigenfrequenzen – und entsprechend hohen Windgeschwindigkeiten – zu Flatterschwingungen gekoppelt werden.

Jeder Pylon steht auf einer 5 m starken Plattform von 12 × 42 m Grundfläche, die auf zwei zylindrischen Senkkästen von 12 m Durchmesser ruht (Fig. 4).

3.3 Seitenpfeiler

In den Seitenpfeilern sind senkrechte Zugpendel angeordnet, welche die abhebenden Kräfte der Rückhalte-kabel in den massiv ausgeführten Pfeilern verankern. Die Seitenpfeiler sind in Gründungszylindern eingespannt, die wiederum mit BBRV Felsankern von 10500 kN Gebrauchskraft gegen den Gründungsfelsen vorgespannt werden.

Über den Seitenpfeilern werden die Rückhalte-kabel in einem massiven Endstück des Überbaus verankert, welches gleichzeitig als Auflager der anschliessenden Rampenbrücke dient.

Der Überbau liegt nur an seinen Enden mittels Neotopflagern auf den Seitenpfeilern auf. Die horizontalen Lasten werden an beiden Pylonen von Gleitlagern aufgenommen, an den Seitenpfeilern übernehmen Gleitkeile diese Funktion. – Der Festpunkt der Brücke ist am Pylon der Seite Paraguay vorgesehen, wo alle Horizontalkräfte in Längsrichtung durch ebensolche Lager aufgenommen werden (Fig. 5).

4. Ausführung des Überbaus der Hauptstrombrücke

Der aus einem dreizelligen Hohlkasten bestehende Überbau wird, mit Ausnahme der ersten 12 m langen Abschnitte im Bereich der Pylonen, aus Fertigteilen hergestellt (Fig. 6). Die Hohlkastenelemente von 10 m Länge werden auf einem Fertigungsplatz am Ufer betoniert und aus Raumgründen übereinander gestapelt. Die Fertigungseinrichtung besteht aus einer ortsfesten Betonschalung der Unterfläche, sowie einer beweglichen Stahlschalung für Stege und Fahrbahnplatte. Nach der Erhärtung des Betons werden die Elemente quer vorgespannt und mit einem Portalkran zum Stapelplatz verfahren. In diesem Zustand können sie sowohl am Rande als auch unter den Stegen gestützt werden.

Der Montagevorgang ist folgender: Das Hohlkastenelement wird vom Lagerplatz auf einen Ponton gehoben und unter die Brücke verfahren. Gleichzeitig werden die zwei entsprechenden Schrägkabel hochgezogen und ihre oberen Verankerungen im Pylonenkopf fixiert. Dann wird das Element mit einem Derrick hochgezogen. Die Kabel werden mit ihrer unteren Verankerung durch die Ankerrohre gezogen und gespannt, bis der Derrick vollkommen entlastet ist. Anschliessend findet eine Feinjustierung der Höhenlage des Elementes mittels der Spannpressen statt. Dann werden die Fugenränder miteinander fest verbunden, die Bewehrung gestossen und die Fuge ausbetoniert. Nach Erhärtung werden die Kabel auf ihre Soll-Länge mit Pressen von 5000 bzw. 7500 kN Kapazität gespannt.

Abwechselnd wird immer erst ein Element im Mittelfeld und dann eines im Seitenfeld montiert. Es wechseln also unsymmetrische und symmetrische Lastzustände für den

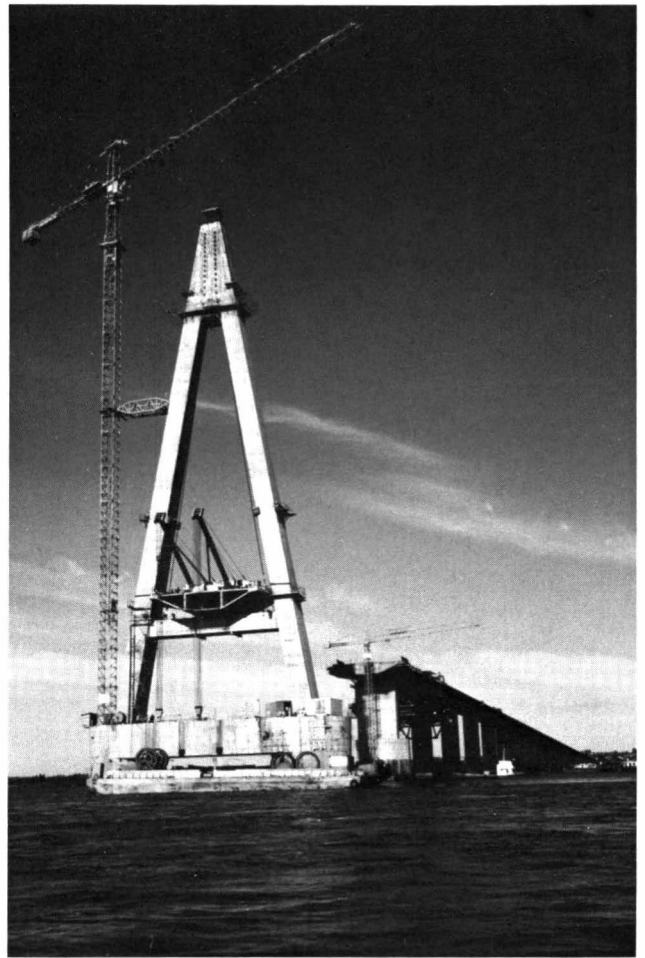


Fig. 6. Erstes Hohlkastenelement im Pylonbereich erstellt – Premier élément de la poutre-caisson, construit directement sur le pylône – First hollow-box girder made up in the area of the pylon

figuration at the crests of the two A-pylons and in each case are anchored in two shafts in the pylon interior. The pylons are held together below the superstructure by a transverse beam, which does not however serve as a support for the superstructure but acts solely as an A-frame stiffener.

3.2 Pylons

The A configuration of the pylons, while more expensive to build than vertical pylons, provides for a considerably better disposal of the big wind loadings and a high degree of torsional rigidity for the entire system. The latter factor means in turn that the natural frequencies of the flexural and torsional vibrations differ markedly, with the result that they are only coupled to flutter vibrations at high natural frequencies due to correspondingly high wind velocities. Each pylon stands on a platform 5 m thick with a superficial area of 12 × 42 m, and this in turn rests on two vertical cylindrical caissons with a diameter of 12 m (Fig. 4).

3.3 Side Piers

Vertical tensioning pendulums are fitted in the side piers to anchor the lift-off forces of the stay-cables in the solid-type piers. The side piers are fixed into foundation cylinders which in turn are prestressed against the foundation rock by means of BBRV rock anchors with a working force of 10500 kN.

Above the side piers the back-stay cables are anchored in a solid end element of the superstructure which serves at the same time as a base for the adjoining ramp bridge. Only at its ends is the superstructure supported on the side piers by means of neoprene pot bearings. The horizontal loads at both pylons are taken up by sliding bearings, while at the side piers this function is handled by sliding wedges. The fixed point of the bridge is located at the pylon of the Paraguay side, where all horizontal forces in the longitudinal direction are taken up by similar bearings (Fig. 5).

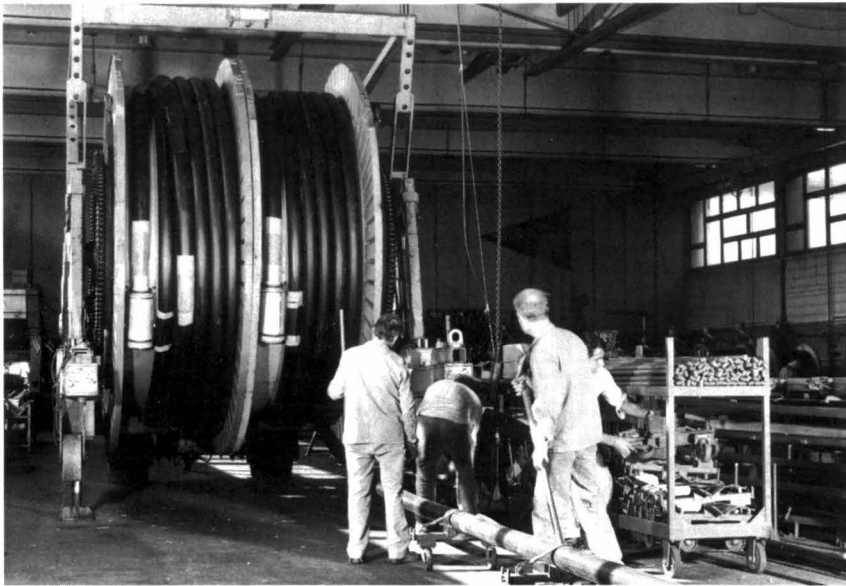


Fig. 7. Aufrollen von BBR HiAm Kabeln auf Transport- und Montagebobinen im Vorspannwerk der Stahlton AG, Frick – Les haubans BBR HiAm en train d'être enroulés sur bobines de transport et de montage, à l'usine de précontrainte Stahlton SA à Frick – Coiling of cables BBR HiAm onto reels for shipment and erection in the prestressing works of Stahlton Ltd., Frick

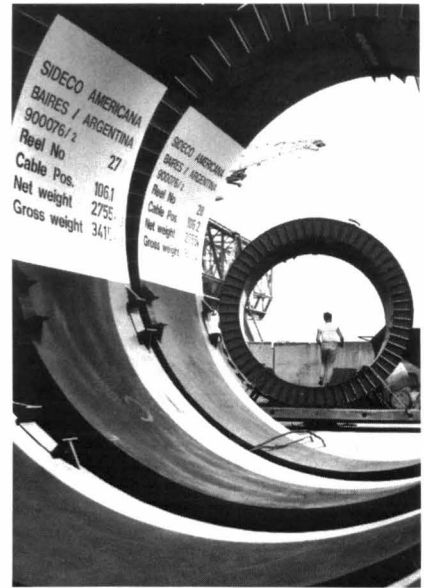


Fig. 8. Lagern von Kabelbobinen im Vorspannwerk der Stahlton AG – Entrepôt des bobines à haubans à l'usine de précontrainte Stahlton SA – Storage of cable reels in the prestressing works of Stahlton Ltd.



Fig. 9. Auflad einer Transportbobine auf Tiefganganhänger – Chargement d'une bobine sur remorque surbaissée – Loading of a cable reel onto low-bed trailer



Fig. 10. Transport von Kabelbobinen von Frick nach Basel – Transport de bobines à hauban de Frick à Bâle – Transportation of cable reels from Frick to Basle

Fig. 11. Schiffsverlad einer Kabelbobine im Rheinhafen Basel – Embarquement d'une bobine à hauban au port du Rhin à Bâle – Loading of a cable reel into vessel on the Rhine river, Basle

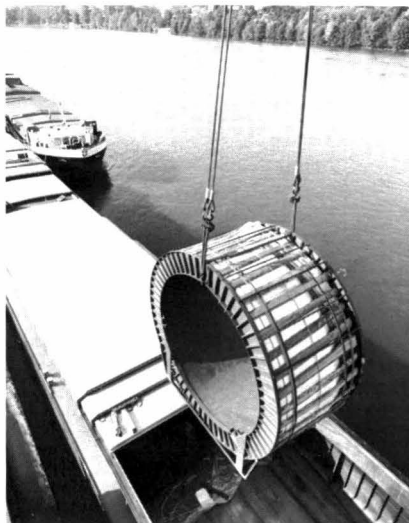
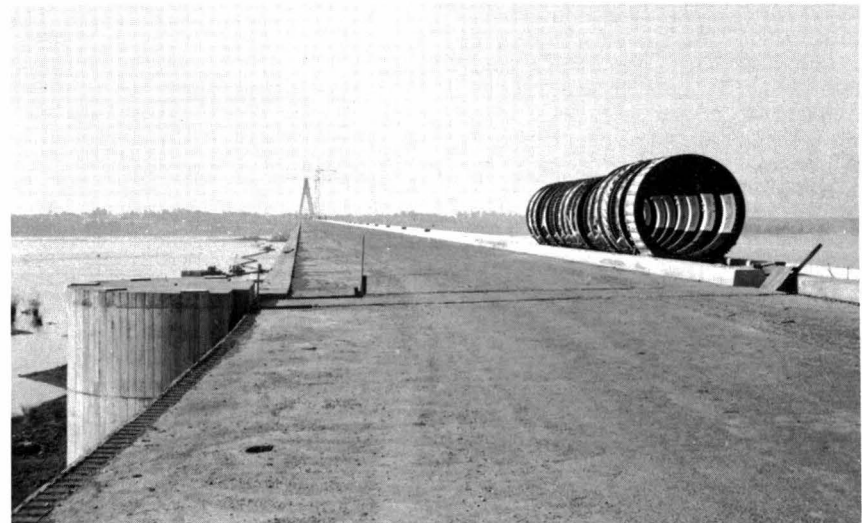


Fig. 12. Lagern von Kabelbobinen auf der Brückenrampe Seite Argentinien – Entrepôt des bobines à hauban sur la rampe du côté argentin – Storage of cable reels on the Argentine ramp



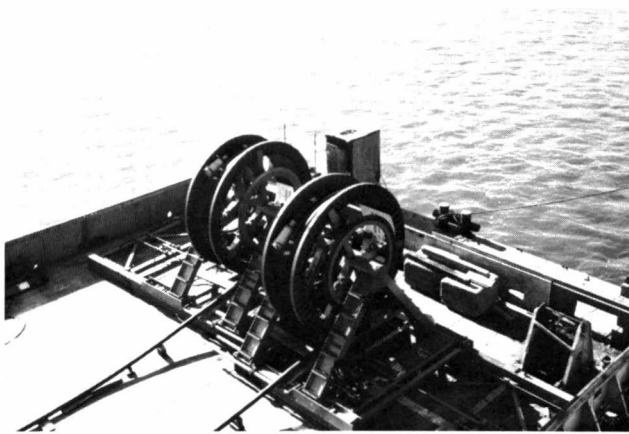


Fig. 13. Kabelbobinen in Abrollgeräten auf Ponton – Bobines à hauban montées sur les engins de déroulement sur ponton – Cable reels in uncoiling devices on pontoon

Fig. 14. Untere gespannte Verankerung des ersten vertikalen BBR HiAm Kabels mit Kraftmesseinrichtung WIGA-Ring der Proceq SA – Ancre inférieure, sous tension, du premier hauban BBR HiAm vertical avec dispositif de mesure de forces WIGA-Ring de Proceq SA – Lower tensioned anchorage of first vertical BBR HiAm cable with WIGA-Ring force monitoring device of Proceq SA



Pylon ab, wobei zwei Rückhalte-kabel für die Stabilität der unsymmetrischen Zustände sorgen.

Die Montage ist zur Zeit im Gange. Der Fugenschluss in Brückenmitte soll etwa Mitte 1986 stattfinden; mit dem Abschluss der Rohbauarbeiten wird im Laufe von 1987 gerechnet.

5. Herstellung der Schrägkabel BBR HiAm

Mit der Lieferung der total 128 werkgefertigten Schrägkabel BBR HiAm wurde die Firma Stahlton AG, Zürich, betraut. Der erst Ende 1984 definitiv erteilte Auftrag besteht in der Herstellung der bis zu 175 m langen und max. 325 Drähte \varnothing 7 mm enthaltenden Paralleldrahtkabel und deren Transport zum Hafen Rotterdam, wo sie für die weitere Beförderung bis zur Baustelle vom Besteller übernommen werden. Ferner sind dem Unternehmer-Konsortium die wichtigsten Spezialgeräte für Montage, Vorspannung und Injektion der Schrägkabel mietweise zur Verfügung zu stellen. Schliesslich stellt die Stahlton AG Spezialisten verschiedener Stufen für die Überwachung der Montagearbeiten auf der Baustelle (Fig. 7–14).

Die Schrägkabel mit einer gesamten Spann-stahl-Tonnage von rund 570 t werden zwischen Mitte 1985 und anfangs 1986 im Werk Frick der Stahlton AG unter streng kontrollierten Bedingungen fabriziert und – auf Transport bzw. Montagebobinen aufgerollt – in mehreren Teillieferungen nach Argentinien spedit.

Es mag erstaunen, dass Schrägkabel in dieser grossen Zahl weit vom Verwendungsort hergestellt und über Tausende von Kilometern transportiert werden. Tatsächlich sind vom Unternehmer-Konsortium verschiedene Varianten erwogen und technisch-wirtschaftlich miteinander verglichen worden. Schliesslich gaben folgende Gründe den Ausschlag für den getroffenen Entscheid:

- Die bereits sehr komplexe Baustelle wird von der Herstellung der Schrägkabel vollständig entlastet.
- Werkgefertigte Schrägkabel erlauben eine sehr zügige Montage der vorfabrizierten Elemente des Brückenoberbaus ohne Risiko von Verzögerungen oder Behinderungen.

4. Execution of the Mainstream Bridge Superstructure

The triple hollow-box girder of the superstructure is made up of prefabricated elements except for the first 12 m long sections in the area of the pylons. The 10 m long hollow-box elements are concreted at a prefabrication site on the river bank and stacked on top of one another to save space. The production facilities consist of a permanently-installed concrete formwork for the underside and mobile steel formwork for the webs and the deck slab. Once the concrete has hardened the elements are prestressed transversely and shifted to the stack by means of a gantry crane. In this condition they can be supported either at their edges or under the webs.

Erection procedure is as follows: The hollow-box element is lifted from the stack onto a pontoon and taken to a position below the bridge. At the same time the two stay-cables corresponding to it are pulled up and their top anchorage is secured in the pylon head. The element is then hoisted by derrick while the cables and their lower anchorages are drawn through the anchor tubes and tensioned until the load has been taken off the derrick completely. Fine adjustment for element height is then effected by means of tensioning jacks, after which the joint edges are secured firmly to one another, the reinforcement is spliced and the joints concreted. After hardening, the cables are tensioned to their predetermined length by means of jacks with a capacity of 5000 or 7500 kN.

In every case elements are fitted in alternation, first a centre element and then a lateral one. As a result, asymmetrical and symmetrical loadings on the pylons alternate, while two back-stay cables ensure stability during the periods of asymmetrical status.

Erection is at present still in progress. Joining at bridge centre is expected to take place around mid-1986 and completion of work on the entire structure is planned for 1987.

5. Manufacturing the BBR HiAm Stay-Cables

Stahlton AG, Zurich, Switzerland was entrusted to supply of the total of 128 factory-made BBR HiAm stay-cables.



Fig. 15. Gesamtansicht des Brückenzuges vom argentinischen Ufer aus gesehen – Vue d'ensemble de la structure du pont, prise depuis la rive argentinienne – General view of bridge structure seen from the Argentine bank

- Die Schrägkabel werden witterungsunabhängig unter optimalen Bedingungen einer stationären Fabrikationsanlage hergestellt, wo sämtliche Arbeitsgänge laufend kontrollierbar sind.
- Bestimmte Materialien wären in Argentinien in der geforderten Qualität nicht erhältlich gewesen und hätten ohnehin importiert werden müssen.
- Die Herstellung der Schrägkabel in Europa bot die beste Gewähr für eine termingerechte Belieferung der Baustelle mit diesen qualitativ anspruchsvollen und für das Tragverhalten dieser grossen Brücke massgebenden Bauteilen.

6. Kosten

Für das Brückenbauwerk wird mit Gesamtkosten von rund 60 Mio. US\$ gerechnet. Berücksichtigt sind dabei die enorme Inflation und die stark schwankenden Wechselkurse seit Auftragserteilung.

7. Zusammenfassung

Im Zuge der etwa 3 km langen Paranábrücke zwischen Posadas (Argentinien) und Encarnación (Paraguay) überspannt die Hauptbrücke mit drei Feldern von 115–330–115 m den tiefen Schiffahrtskanal (Fig. 15). Der trapezförmige Brückenquerschnitt besteht aus einem dreizelligen Hohlkasten aus vorgespanntem Beton. – Das Brückendeck hängt an beiden Rändern alle 10 m an Schrägkabeln, welche die Lasten zu den Köpfen der A-Pylonen führen.

Für die Berechnung kamen neben den argentinischen Vorschriften für Strassen- und Eisenbahnbrücken auch der CEB-FIP Model Code und DIN 1075 zur Anwendung. Die Schrägkabel mit einem Spannstahlgewicht von 570 t bestehen aus Paralleldrahtbündeln mit hoch-ermüdungsfesten Verankerungen Typ BBR HiAm. Sie werden in der Schweiz fabriziert und für den Transport zur Baustelle auf Bobinen aufgerollt.

Hauptbeteiligte/Main participants:

Bauherr/Client:

Dirección Nacional de Vialidad

Generalunternehmer/General contractor:

Konsortium PPE bestehend aus/Consortium PPE consisting of
 – SIDECO Americana S.A., Buenos Aires
 – E.A.C.A. S.A., Buenos Aires
 – S.P.A. Impresa Umberto Girola Estero, Mailand

Projektierung und Ausführungsberatung/Design and consulting:

Ing.-Büro Cabjolsky-Heckhausen, Consulting Engineers, Buenos Aires

Vorspannung/Prestressing:

Pretensac S.A., Buenos Aires

Lieferung und Montageüberwachung der Schrägkabel/Supply of stay-cables and supervision of erection:

Stahlton AG, Zürich

The order, which was not finally placed until end 1984, was for manufacture of parallel wire cables with lengths of up to 175 m with a maximum of 325 wires (\varnothing 7 mm) and their transportation to the port of Rotterdam, where they are taken over by the orderer for onward shipment to the site. The contracting consortium was also to be supplied on lease with the principal equipment for erection, prestressing and injection of the stay-cables. Finally, Stahlton AG is providing specialists of various grades to supervise erection work on site (Fig. 7–14).

The stay-cables, with a total weight of stressing steel of around 570 tons, were fabricated under stringent quality controls in Stahlton's prestressing works at Frick between mid-1985 and early 1986. They were then wound onto transportation/erection reels and shipped to Argentina in a number of consignments.

It may seem surprising that such a large number of stay-cables should have been manufactured so far from their place of use and then shipped thousands of kilometres, and indeed, the contracting consortium studied a number of solutions and compared them from technical and commercial standpoints. But in the final analysis the following factors led to the decision being taken as described:

- The construction site, which was in any case very complex, was relieved completely of the burden of making the stay-cables.
- Factory-made stay-cables permit very rapid erection of the prefabricated bridge superstructure elements, eliminating risks of delays or impediments.
- The stay-cables are fabricated under optimum conditions unaffected by the weather in a permanent factory building where all processes can be kept under constant quality control.
- Certain materials were not available in Argentina in the requisite quality and would in any case have had to be imported.
- Manufacturing the stay-cables in Europe provided the best assurance of prompt delivery to the construction site of these qualitatively demanding components that are of such importance to the bearing performance of this large bridge.

6. Costs

The costs of the entire bridge structure will reach approx. 60 Mio. US\$ taking into account the enormous inflation and the fluctuating exchange rates since the contract was awarded.

7. Summary

The mainstream section of the Paraná bridge between Posadas (Argentina) and Encarnación (Paraguay) traverses the deepwater shipping channel with three spans of 115, 330 and 115 m (Fig. 15). The trapezoidal bridge section consists of a three-cell hollow-box girder of prestressed concrete. Along both edges the bridge deck is suspended every 10 m from stay-cables which transfer the loads to the heads of the A-type pylons.

The design complied with the Argentine standards for roadway and railway bridges and additionally with the CEB-FIP Model Code and DIN Standard 1075. The stay-cables, with a prestressing steel weight of 570 tons, consist of parallel wire bundles and anchorages of the BBR HiAm type with high fatigue strength. They were fabricated in Switzerland and wound onto reels for shipment to the construction site.

Résumé: Lors de la construction du pont sur le Paraná entre Posadas (Argentine) et Encarnación (Paraguay) le pont principal enjambe le canal navigable profond avec 3 travées de 115 m, 330 m et 115 m.

La coupe en travers trapézoïdale du pont est composée d'un caisson à 3 cellules en béton précontraint. Tous les 10 m le tablier du pont est suspendu des deux côtés de haubans transmettant les charges aux têtes des pylones A.

Le projet a été conçu et dimensionné selon les normes argentine pour routes et ponts ferroviaires ainsi que selon le code modèle CEB-FIP et la norme DIN 1075. Les haubans consistent en fils parallèles de précontrainte d'un poids totale de 570 t avec ancrages de haute résistance à la fatigue du type BBR HiAm. Fabriqués en Suisse, ces câbles sont transportés au chantier sur des bobines.

Schutz von Spannbetonkonstruktionen gegen Korrosion durch Streuströme

am Beispiel des «Metro Manila Light Rail Transit System» in den Philippinen

Von Peter Matt, Bern

1. Einleitung

Wie viele andere Grossstädte hat auch Manila grosse Verkehrsprobleme. Eine der Verbesserungsmöglichkeiten besteht im Bau von Untergrund- oder Hochbahnen. Manila hat kürzlich eine erste, 15 km lange Hochbahn (Light Rail Transit System, kurz LRT Manila genannt) eröffnet. Die tramähnliche Bahn wird auf einem Viadukt gleicher Länge geführt, der im Norden beim Balintawak Monument beginnt, die Stadt durchquert und im Süden beim Inland-Flughafen endet. Der Bau begann 1981 und die Arbeiten wurden im wesentlichen 1985 beendet (Fig. 1).

Der Viaduktüberbau besteht aus Standardspanweiten von 25 m mit Abweichungen nach unten bis 22 m und nach oben bis 27 m.

Jede Spannweite setzt sich aus 4 vorgefertigten T-Trägern von 1,50 m Höhe zusammen, die an ihren Enden ebenfalls mitfabrizierte Querträger aufweisen (Fig. 2). Als Fugenmaterial zwischen den Kontaktflächen der Endquerträger ist «Tixojoint» verwendet worden. Nach dem Versetzen der 4 Träger erfolgte das Zusammenspannen der Endquerträger mittels eines VSL Spannliedes. Dieses Konzept erlaubt einen sehr raschen Baufortschritt (1 Spannweite/Tag). Jeder Standard-T-Träger ist mit 2 VSL Spannliedern EC/H 5–14 vorgespannt.

Eine schlaff bewehrte Ortsbetonplatte von 170 mm Dicke verbindet die Balken und gewährleistet die Querverteilung der Lasten.

Die Spannbetonbalken ruhen auf Elastomerlagern, die auf vorgespannten Hammerköpfen angeordnet sind. Die Ortsbetonstützen weisen Höhen von 5 bis 6,75 m auf und deren Querschnitt beträgt unten 1,40×1,70 m und oben 1,70×2,50 m. Unter jeder Stütze sind 9 bis 30 m lange Rammpfähle 406×406 mm vorhanden, die mittels einer Pfahlkopfplatte verbunden sind.

Im Bereich der Stationen ist der Brückenquerschnitt auf insgesamt 8 T-Träger erweitert (Fig. 3).

Über dieses Bauwerk wird hier berichtet, weil Schweizer Ingenieure massgeblich zu dessen erfolgreicher Entstehung beigetragen haben. Elektrowatt Zürich war Berater bzw. Vertreter des Bauherrn und hat sowohl die Detailprojektierung geprüft, als auch die Baustelle überwacht. Losinger AG bzw. VSL International AG waren die Berater der lokalen Bauunternehmung, die zur Aufgabe hatte, das Bauwerk zu projektieren und zu bauen. Dazu gehört u. a. das Erarbeiten eines optimalen Tragwerkkonzeptes, die Leitung der Detailprojektierung inklusive weiterer Mitarbeit, das Lösen von Detailproblemen wie Sicherheitsmassnahmen gegen Erdbeben (Mitarbeiter: Prof. H. Bachmann, ETH Zürich) und Streuströme sowie das Planen der Baumassnahmen (z. B. Vorfabrikationsplatz) und Zurverfügungstellen von erfahrenen Baustellenspezialisten.

Nachfolgend wird nur auf das Problem der Streuströme näher eingegangen.

2. Problemstellung bei Streuströmen

Die Bahn wird mittels Gleichstrom betrieben. Erfahrungsgemäss sind die Stahleinlagen im Bauwerk durch Korrosion, verursacht durch Streuströme, gefährdet, und es gilt, entsprechende Schutzmassnahmen zu planen und durchzuführen.

Protection of Prestressed Concrete Structures from Corrosion due to Stray Current

as shown by the «Metro Manila Light Rail Transit System» in the Philippines

By Peter Matt, Berne

1. Introduction

As many other large cities, Manila has big traffic problems. One possible remedy lies in the construction of metropolitan railways (below or above ground).

Manila recently opened to the public a 15 km long overhead railway (Light Rail Transit System, in short LRT Manila). The railway being similar to a tramway is carried by a viaduct of same length. In the north, the line starts at the Balintawak Monument, it crosses the city and ends in the south at the inland airport. The construction started 1981 and was essentially finished in 1985 (Fig. 1).

The superstructure of the viaduct consists of standard spans of 25 m and span variations ranging from 22 to 27 m. Each span consists of 4 precast T-girders of 1.50 m depth. The end diaphragms are cast together with the girders (Fig. 2).

As a joint material between the contact surfaces of the end diaphragms, «Tixojoint» was used. After the erection of the girders the end diaphragms were stressed together by means of a VSL tendon. This concept allows a fast speed of construction (1 span/day). Each standard T-girder is post-tensioned with 2 VSL tendons EC/H 5–14.

A reinforced cast-in-place concrete deck slab of 170 mm thickness connects the girders and carries the load transversally. The prestressed concrete girders rest on elastomeric bearings arranged on post-tensioned copings.

The cast-in-place piers are 5 to 6.75 m high and have a cross-section of 1.40×1.70 m at the bottom and 1.70×2.50 m at the top. Below each pier 9 driven precast piles 406×406 mm of up to 30 m length are arranged connected by a pile cap.

At the stations the cross-section of the superstructure is widened to 8 T-girders (Fig. 3).

This project is presented in this context, because Swiss engineers have contributed to its design and construction. Elektrowatt Zurich was consultant to the client, checked the design and supervised the site. Losinger Ltd. resp. VSL International Ltd. were consultant to the local contractor, who was responsible for design and construction. The scope of work consisted of the establishment of an optimum structural system, the direction of the detail design including further cooperation, the detailing of safety measures against earthquakes (expert advice: Prof.

Fig. 1. Fertiger Bahnviadukt – Viaduc terminé – Finished Viaduct



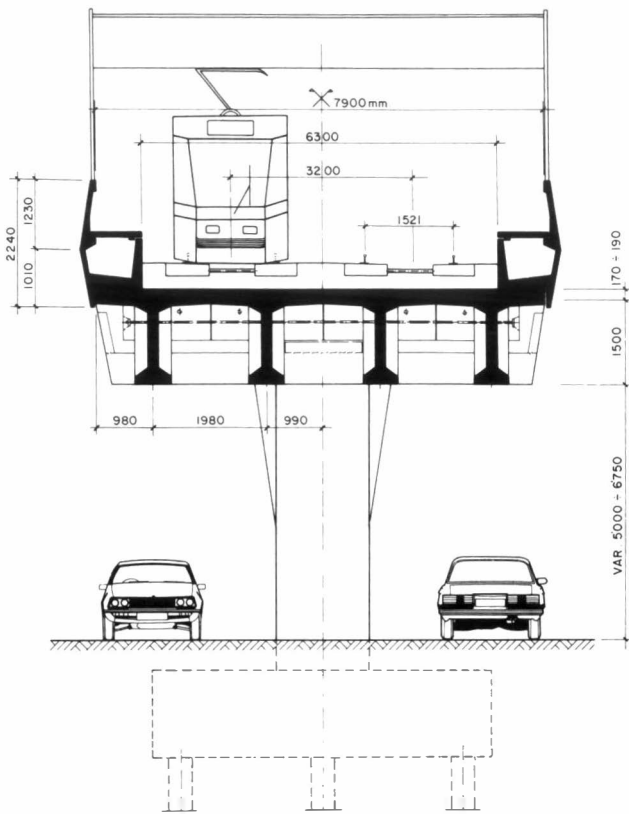


Fig. 2. Querschnitt der Standardspannweite - Section transversale de la travée standard - Cross-section of standard span

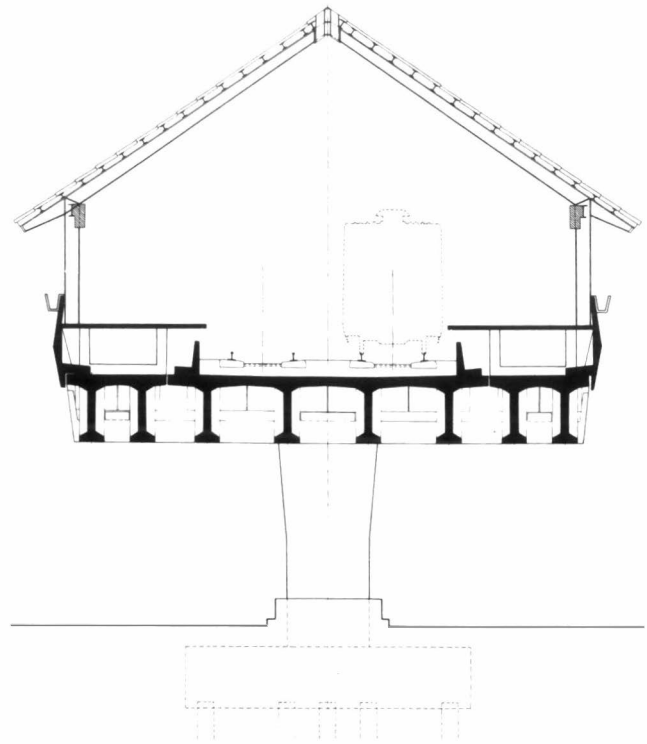


Fig. 3. Querschnitt einer Station - Section transversale à la station - Cross-section at station

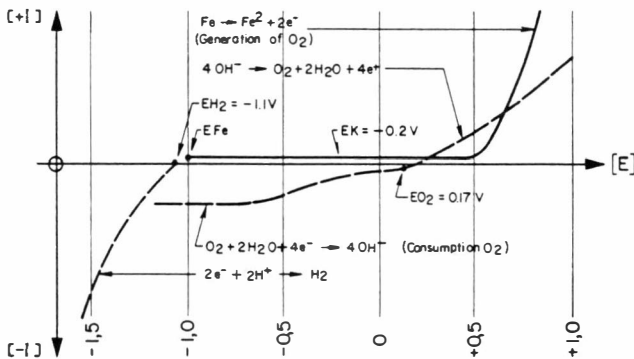
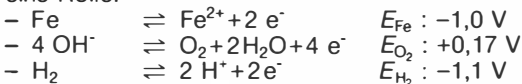


Fig. 4. Strom-Spannungskurven - Diagramme courant-tension - Intensity-voltage diagram

3. Auswirkungen von Streuströmen auf Beton- und Spannstahl

Das Verhalten von Stahl in Beton bei Gleich- oder Streustromeinwirkung kann mit Hilfe von Strom-Spannungskurven beschrieben werden (Fig. 4).

In diesem System spielen die folgenden drei Teilreaktionen eine Rolle:



Bei den angegebenen Potentialen sind diese Reaktionen im Gleichgewicht. Bei höheren Potentialwerten laufen sie von links nach rechts ab, bei tieferen Werten von rechts nach links (alle Potentialwerte sind gegen die Cu/CuSO₄-Bezugselektrode angegeben).

Die Grösse für den Stoffumsatz/Zeiteinheit ist proportional zu den umgesetzten Elektronen/Zeiteinheit, also proportional zu einem Strom.

Die Eisenelektrode ist bei -1,0 V im Gleichgewicht. Bei einer Potential-Erhöhung erfolgt, wie im Diagramm angegeben, die Eisenauflösung. Da Stahl im Beton aber passiv ist, ist diese Eisenauflösung sehr stark gehemmt. Im passiven Bereich bis +0,5 V ist die Grösse der Eisenauflösung praktisch potentialunabhängig, die Passivstromdichte beträgt etwa 1 μA/cm². Erst oberhalb +0,5 V erfolgt eine rasche

H. Bachmann, ETH Zurich) and against stray current effects as well as the construction planning (e.g. precasting yard) and the provision of site engineers. In the following the stray current problem is described.

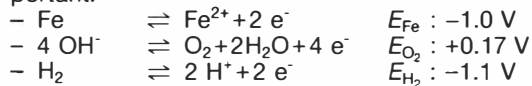
2. Stray current problem

The railway is driven by direct current. As a consequence of this the steel within the viaduct is endangered because stray currents can provoke corrosion. It is therefore essential to plan and execute effective protection measures.

3. Effects from stray currents on reinforcing and prestressing steel

The behaviour of steel in concrete under direct or stray current effects can be described by means of intensity-voltage curves (Fig. 4).

Within this system the following 3 partial reactions are important:



With the indicated potentials, the chemical reactions are in balance. At higher potentials they occur from left to right, at lower values from right to left (all potential values are given against the Cu/CuSO₄-reference electrode).

The amount of substance reaction/unit time is proportional to the converting electrons/unit time, hence proportional to the current.

The steel electrode is balanced at -1.0 V. An increase in potential causes (as indicated in the diagram) *disintegration of the steel*. This disintegration however is heavily reduced as steel is passivated in concrete. Within the passive range up to +0.5 V the amount of steel disintegration is practically independent from the potential; the density of passive current is approx. 1 μA/cm². Only beyond +0.5 V a quick increase of steel disintegration will happen. Below -1.0 V the steel is cathodically protected.

The oxygen electrode is balanced at 0.17 V. At higher potentials oxygen is generated, at lower values in corrosion reactions the oxygen being reduced acts as an aggressive agent.

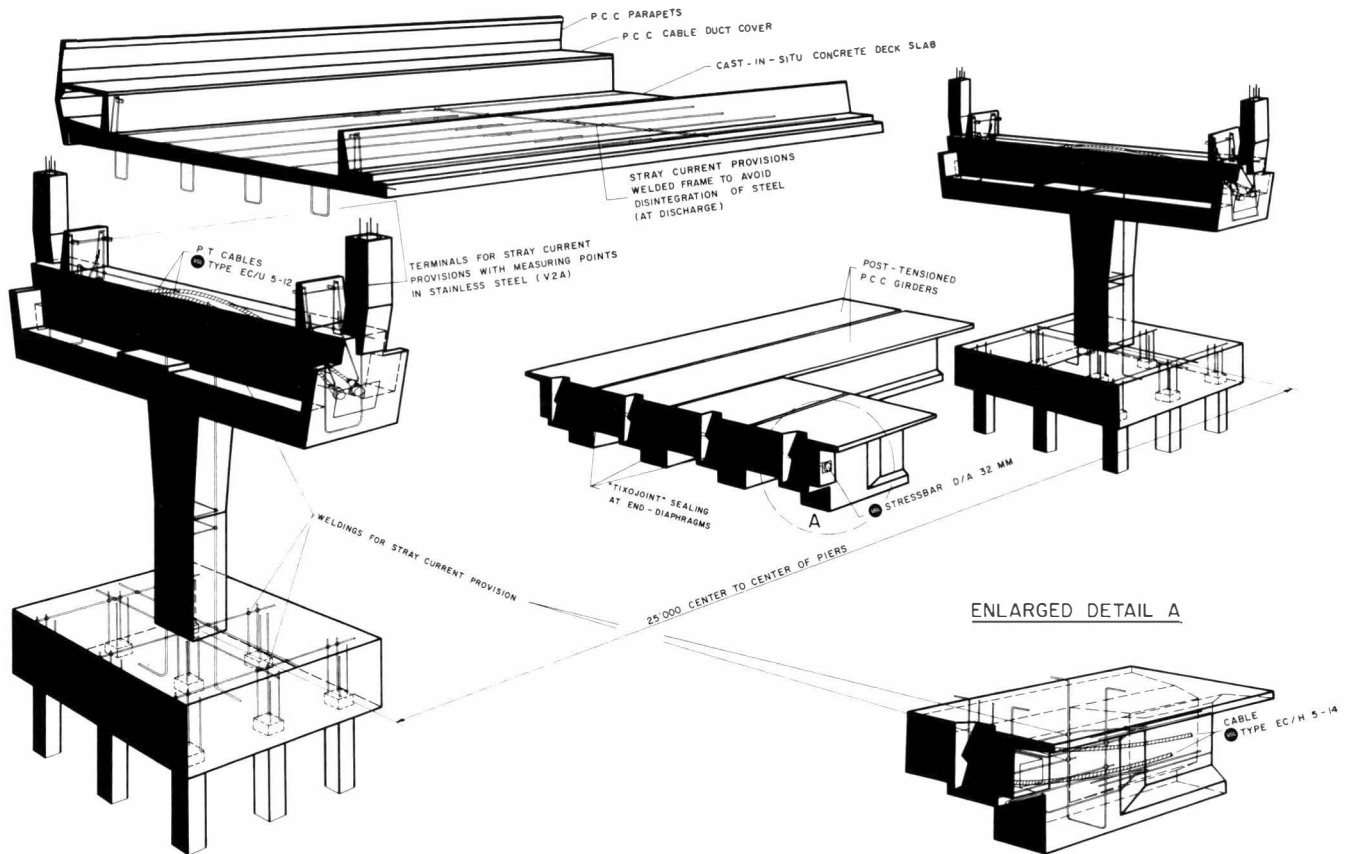


Fig. 5. Isometrische Darstellung einer Standardspannweite mit Massnahmen gegen Streuströme – Vue isométrique d'une travée standard montrant mesures contre des courants vagabonds – Isometric view of standard span with protective measures against stray current

Zunahme der Eisenauflösung. Unterhalb $-1,0$ V ist Eisen kathodisch geschützt.

Die Sauerstoffelektrode ist bei $0,17$ V im Gleichgewicht. Bei höheren Potentialwerten wird Sauerstoff entwickelt, bei tieferen Potentialwerten ist bei Korrosionsreaktionen Sauerstoff normalerweise das Angriffsmittel, das reduziert wird. Das Korrosionspotential von Stahl im Beton wird durch Sauerstoff als Angriffsmittel bestimmt. Beim Korrosionspotential E_K (-200 mV) ist die anodische und kathodische Teilstromdichte gleich gross.

Das Gleichgewichtspotential der Wasserstoffentwicklung beträgt $-1,1$ V. Bei tieferen Potentialwerten wird Wasserstoff entwickelt.

4. Positive Potentialeinwirkungen (Streustrom-Austritt)

Falls Armierungseisen in Beton in positiver Potentialrichtung belastet werden, wird Stahl vom Korrosionspotential an (-200 mV) bis zum transpassiven Bereich ($+500$ mV) mit der Passivstromdichte von $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ aufgelöst. Bei $+0,17$ V beginnt auf dem Stahl die Sauerstoffentwicklung. Bei Potentialen grösser als $+0,5$ V beginnt die transpassive Stahlauflösung.

Daraus ergibt sich:

- Eine Korrosion von Stahl, eingebettet in Beton, findet statt, wenn das Potential über einen Wert von $+0,5$ V ansteigt.
- Nicht der gesamte Strom, der in Beton aus Stahl austritt, wirkt korrosiv, da durch einen Teil auch Sauerstoff entwickelt wird.

5. Negative Potentialeinwirkungen (Streustrom-Eintritt)

Bei negativeren Potentialen als $-1,0$ V erfolgt keine Metallauflösung mehr. Der Stahl ist kathodisch geschützt. Bei negativeren Potentialen als $-1,1$ V beginnt die kathodische Wasserstoffentwicklung, die an hochfesten Stählen zu Wasserstoffversprödung führen kann.

The danger of corrosion in concrete is determined by oxygen as the aggressive agent. At the corrosion potential EK (-200 mV) the anodic partial current density is equal to the cathodic one.

The balanced potential for generating hydrogen is -1.1 V. At lower values hydrogen is generated.

4. Positive potential effects (stray current discharge)

In case reinforcing steel in concrete is charged in positive potential sense, it will be disintegrated with a passive current density of $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ between the corrosion potential (-200 mV) to the transpassive area ($+500$ mV). The generation of oxygen starts at $+0.17$ V. At potentials beyond $+0.5$ V the transpassive disintegration of steel starts.

The following can be concluded:

- Corrosion of steel in concrete occurs if the potential is higher than $+0.5$ V.
- Of the total current discharging from steel in concrete only part of it causes corrosion, as also oxygen is generated.

5. Negative potential effects (stray current entry)

At potentials more negative than -1.0 V no metal disintegration occurs anymore; the steel is cathodically protected. At potentials more negative than -1.1 V the cathodic generation of hydrogen starts; this can lead to hydrogen embrittlement of high strength steels.

6. Amount of stray currents at LRT Manila

Based on the conditions of the project, it was possible to determine the amount of stray currents and its effects. In such a calculation the following parameters apply:

- Resistance of rails
- Distances between substations
- Max. power output

6. Grösse der Streuströme bei LRT Manila

Anhand der Projektbedingungen ergab sich die Möglichkeit, die Grösse der Streuströme und deren Auswirkung zu bestimmen. In eine solche Berechnung gehen folgende Parameter ein:

- Widerstand der Schienen
- Distanzen zwischen Einspeisestationen
- Maximaler Traktionsstrom
- Spannungsabfall in den Schienen bei ungünstiger Stromverteilung
- Widerstände Schiene/Schotter sowie Schotter/Beton
- Zugdichte und Tagesbelastung.

Ohne Schutzmassnahmen und bei trockenen Bedingungen würde pro Jahr auf halber Strecke zwischen 2 Substationen (ca. 900 m Länge) ungefähr 5 kg Stahl beim Austritt aufgelöst werden, und es würden sich beim Eintritt ca. 2600 l Wasserstoff entwickeln.

7. Schutzmassnahmen

Zur Verhinderung des Stahlabtrages und der Wasserstoffversprödung wurden folgende zwei Massnahmen beschlossen:

- Einbau einer *Bitumenschicht* von 2 mm Dicke auf die Fahrbahnplatte. Dadurch wird der Durchgangswiderstand drastisch erhöht und der mögliche Eintritt von Streuströmen um einen Faktor von ca. 10 000 reduziert. Selbst bei punktuellen Verletzungen dieser Schicht durch den Schotter wird die elektrische Schutzwirkung nur geringfügig beeinträchtigt.
- Vorsehen von sogenannten *Sammelleitern*, die dazu dienen, trotzdem eingedrungene Streuströme geordnet und schadlos abzuleiten (Mindestquerschnitt 200 mm²). Fig. 5 zeigt für eine typische Spannweite das System der Sammelleiter. Dabei werden planmässig bestimmte Armierungsseisen in den Kreuzungspunkten verschweisst; auch die Spannkabel und andere Stahlteile werden diesem System angeschlossen. An bestimmten Punkten im Auflagerbereich sind sog. «Terminals» angeordnet, die mit den nachfolgenden mittels Kupferleitungen verbunden sind. Mit diesem System von Sammelleitern werden Reststreuströme zu den entsprechenden Speisegleichrichtern zurückgeführt.

Am Rande sei erwähnt, dass vor allem im elektrischen System einige weitere Einbauten erforderlich werden (z. B. zum Personenschutz).

Die hier beschriebenen Massnahmen entstanden unter Mitwirkung der Ingenieurfirma Scherler, Bern, Prof. H. Böhni (ETH Zürich) und Dr. F. Stalder von der Korrosionskommission, Zürich.

8. Zusammenfassung

Der 15 km lange Viadukt für die Hochbahn in Manila wurde unter massgeblicher Schweizer Mitwirkung in sehr kurzer Zeit gebaut. Da die Bahn mittels Gleichstrom betrieben wird, wurden Massnahmen geplant und ausgeführt, die verhindern sollen, dass die Stahleinlagen (Beton- und Spannstahl sowie andere Stahleinlagen) durch schädliche Streuströme korrodieren.

Résumé: A Manille, une ligne de métro aérien de 15 kilomètres de longueur a été récemment mise en service. Sur la totalité du parcours, les rames empruntent un viaduc dont la superstructure est principalement composée de travées d'une ouverture standard de 25 mètres. Le tablier est formé de quatre poutres à T précontraintes à l'aide de câbles VSL.

Comme le métro est alimenté en courant continu, les aciers d'armature et les câbles de précontrainte sont exposés à un risque latent de corrosion induit par les courants vagabonds. L'exposé présenté décrit les mesures prises pour éviter au mieux le passage de ces courants dans les structures porteuses, ou, le cas échéant, d'assurer leur retour à la ligne d'alimentation.

- Decrease in voltage in rails at most unfavourable current disposition
 - Resistance rail/ballast and ballast/concrete
 - Density of trains and traffic duration.
- Without protective measures and in dry conditions such stray current (per one year and on 900 m length) would disintegrate 5 kg of steel at the discharge and generate 2600 lt of hydrogen at the entry.

7. Protective measures

In order to prevent the disintegration of steel and hydrogen embrittlement the following two measures were decided:

- By installing onto the deck slab a 2 mm thick *layer of bitumen*, the electrical resistance is deastically increased, thus reducing the entry of stray currents by a factor of 10000. Small local damages of this insulation which may be caused by the ballast do reduce the electrical resistance only by a small amount.
- Provision of a *system of reinforcing bars* (min. sectional area 200 mm²) serving as electrical conduits with the aim to "drain" stray current which still might have entered the structure. Fig. 5 shows the system for a typical span. Previously determined bars are welded together at cross-points; also post-tensioning tendons and other steel parts are connected. At determined locations at the supports so-called terminals are arranged which are connected to the following ones by copper cables. This systems enables remaining stray currents to be taken back to the corresponding substations.

It should be mentioned that within the electrical system other modifications were required (e.g. safety measures for persons).

The described measures have been developed in cooperation with Scherler Engineers, Berne, Prof. H. Böhni (ETH Zurich) and Dr. F. Stalder (Corrosion Commission, Zurich).

8. Summary

The 15 km long viaduct for the LRT system in Manila was constructed in short time with assistance from Switzerland. As the railway is driven by direct current it was necessary to plan and execute measures preventing the corrosion of reinforcing and prestressing steel by harmful stray currents.

Beteiligte/Concerned:

Bauherr/Owner:

Government of the Republic of the Philippines, Ministry of Transportation & Communications, Manila

Berater des Bauherrn/Owner's advisor:

Electrowatt Engineering Service Ltd., Zurich, Switzerland

Untemehmer/Contractor:

Association of Manila LRT System Construction including Construction & Development Corporation of the Philippines for Civil Works (design and construct) and the Belgian Consortium for the Railway System

Berater des Untemehmers/Contractor's advisor:

Losinger Ltd., VSL International, Berne, Switzerland

Subunternehmer für Vorspannung/Prestress Subcontractor:

VSL Engineers (Hong Kong) Ltd., Hong Kong

Teil B · Part B · Part B

Fünf ausgewählte Bauten

Cinq constructions choisies

Five selected structures

Die Rorbachbrücke bei Wassen

Bauherr: Schweizerische Bundesbahnen, Kreis II Luzern
Projektverfasser: E. Stucki + H. Hofacker, dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich
Bauleitung: Schweizerische Bundesbahnen, Kreis II Sekt. Brückenbau, Luzern
Unternehmer: ARGE Rorbachbrücke: Murer AG, Erstfeld; Ed. Züblin & Co. AG Zürich; Gebr. Bonetti, Andermatt
Vorspannung: BBRV Zürich
Baujahre: 1982–1984

Allgemeines

Die Rorbachbrücke befindet sich an der Nordrampe der Gotthardlinie, der europäischen Haupt-Nord-Südverbindung der Schweizerischen Bundesbahnen durch die Alpen. An dieser Stelle überquert die zweigleisige Bahnlinie auf zwei alten aus den Jahren 1882 und 1893 stammenden schweisseisernen Bogenbrücken auf 1025 m ü. M. einen der grössten Lawinenzüge des Kt. Uri. Mit einem Einzugsgebiet von ca. 2,0 bis 3,0 km² befinden sich die obersten Lawinenabrisszonen 2000 m über den Bahnlinien auf Gletscher und Firngebiet.

Kleinere Lawinnenniedergänge treten praktisch alle Jahre auf. Grosse Lawinen traten 1882, 1917, 1975, 1978 und mit den bisher grössten Schäden im Januar 1981 auf. An diesem Tag verschüttete eine Lawine die damals bestehenden Brücken und beschädigte die bergseitige Brücke schwer, was zu erheblichen Unterbrüchen im Bahnbetrieb führte. Aus diesen Gründen entschloss man sich, so schnell wie möglich die Bahnlinie in diesem Gebiet den immer wiederkehrenden Lawinengefahren zu entziehen.

Da es aus technischen, terminlichen und Kostengründen kaum möglich war, bis in eine Höhe von 3000 m ü. M. auf Gletschergebiet Lawinenverbauungen zu erstellen, verblie-

ben zwei Möglichkeiten: Eine Umfahrung des Lawinengebietes in einem ca. 2,5 km langen Tunnel oder die Erstellung einer lawinensicheren Brücke, deren Überbau ohne den Bahnbetrieb zu behindern, zufolge der grossen Lawinengefahr, innerhalb von ungefähr 5 Monaten erstellt werden sollte, inbegriffen Montage und Demontage von Kranen und Gerüsten im Lawinengebiet. Der Entscheid fiel aus Kosten- und Termingründen zugunsten einer Brücke, welche den Bahnbetrieb vollständig schützt.

Lawinenbelastung

Zusätzlich zu den üblichen Belastungen einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke waren die Lawinenlasten, welche einen entscheidenden Einfluss auf den Entwurf ausübten, zu berücksichtigen. Auf Grund des Untersuchungsberichtes des Schweizerischen Institutes für Schnee und Lawinenforschung treten an dieser Stelle Nassschneelawinen mit einer Geschwindigkeit von 100 km/h auf, welche einen Druck von 15 t/m² ausüben, jedoch in 100 Jahren eine Höhe von 20 m nie überschritten haben.

Hinzu kommen Staublawinen unbestimmter Höhe mit einer Geschwindigkeit von 200 km/h, welche Felsbrocken und

Fig. 1. Ansicht der fertigen Brücke mit anschliessenden Lawingalerien und Erschliessungsstrasse für die Baustelle – Vue du pont terminé avec les galeries para-avalanches et la route d'accès au chantier – View of the completed bridge with avalanche galleries and access road to site

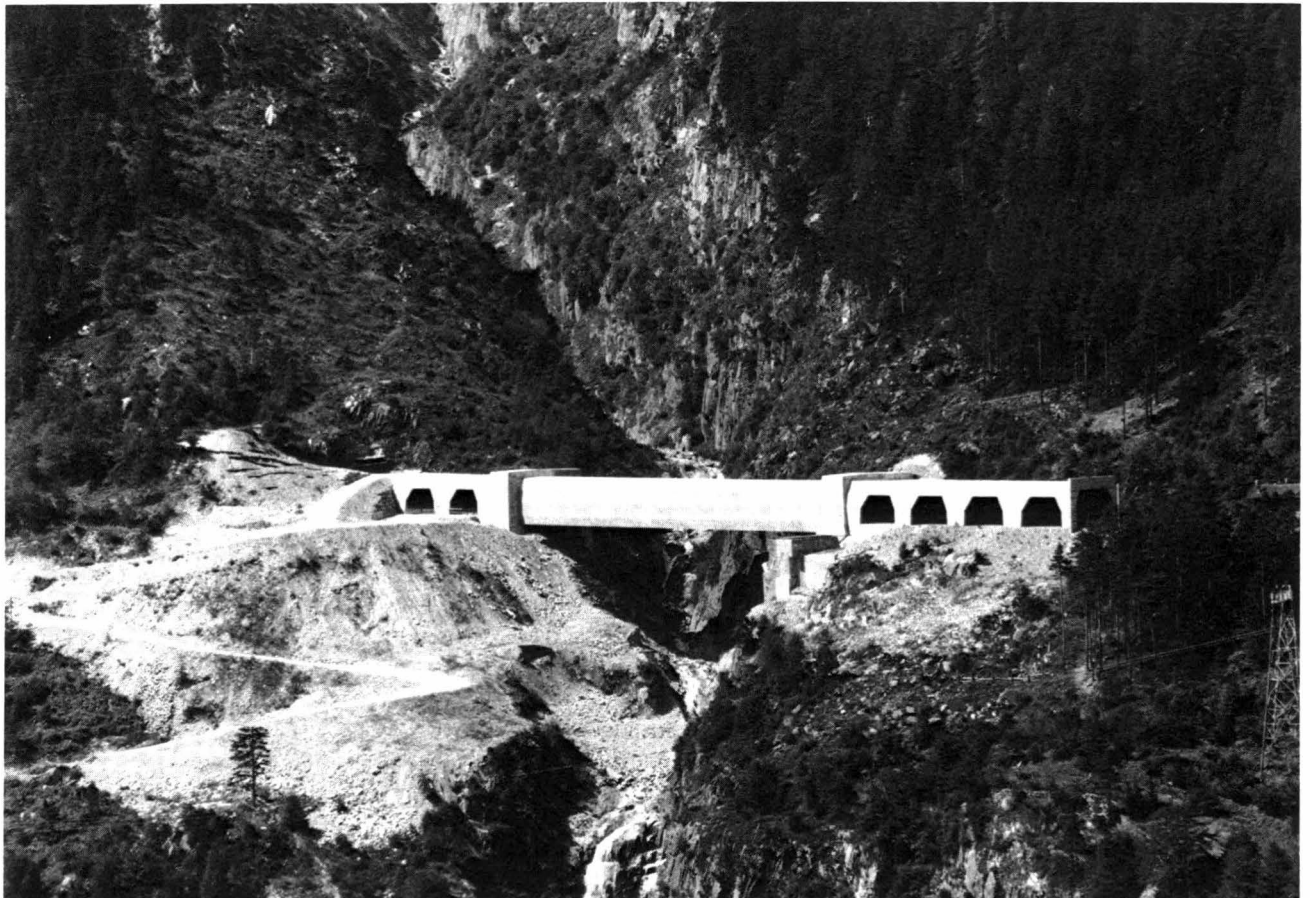




Fig.2. Ansicht der Baustelle mit Einzugsgebiet der Lawinen (oben) und Lawinenzug begrenzt durch den noch stehenden Wald – Vue du chantier avec la zone exposée à la chute des avalanches (en haut) et le couloir délimité latéralement par la forêt encore existante – View on site avalanche exposed zone (above) and the clearing due to avalanches delimited by the still standing forest

Baumstämme mitführen und einen Staudruck von ungefähr $1,0 \text{ t/m}^2$ erzeugen, wobei beim Widerlager Seite Göschenen ein Fließanteil der Staublawinen mit $3,0 \text{ t/m}^2$ zu berücksichtigen war.

Auf die Brücke wirkt insgesamt eine horizontale Lawinenlast von 2000 t mit einer zusätzlichen Einzellast von 100 t an beliebiger Stelle zufolge Lawinentrümmern oder Zugsentgleisung.

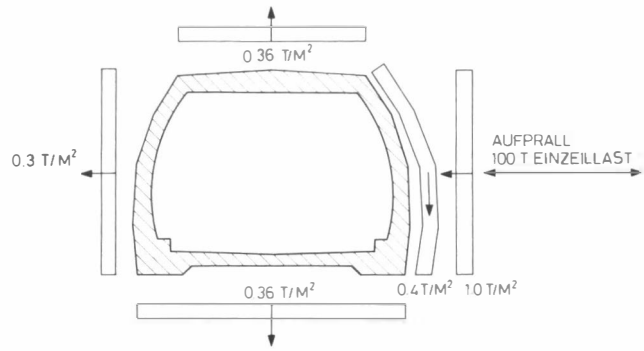


Fig.3. Lawinenbelastung in Brückenmitte – Charge de l'avalanche au milieu du pont – Avalanche load in the middle of the bridge

Das Projekt

Aus den gegebenen Bedingungen ergab sich eine Brücke ohne Pfeiler mit einer Spannweite von $88,50 \text{ m}$ und einem tunnelartigen Querschnitt von $8,74 \text{ m}$ Höhe und $11,70 \text{ m}$ Breite mit unten liegender Fahrbahn und zwei beidseitig anschließenden Lawinengalerien von je 45 m Länge. An Stelle der üblichen Querträger wurden an beiden Brückenenden Querrahmen vorgesehen, welche die vertikalen und horizontalen Lasten auf die Lager übertragen.

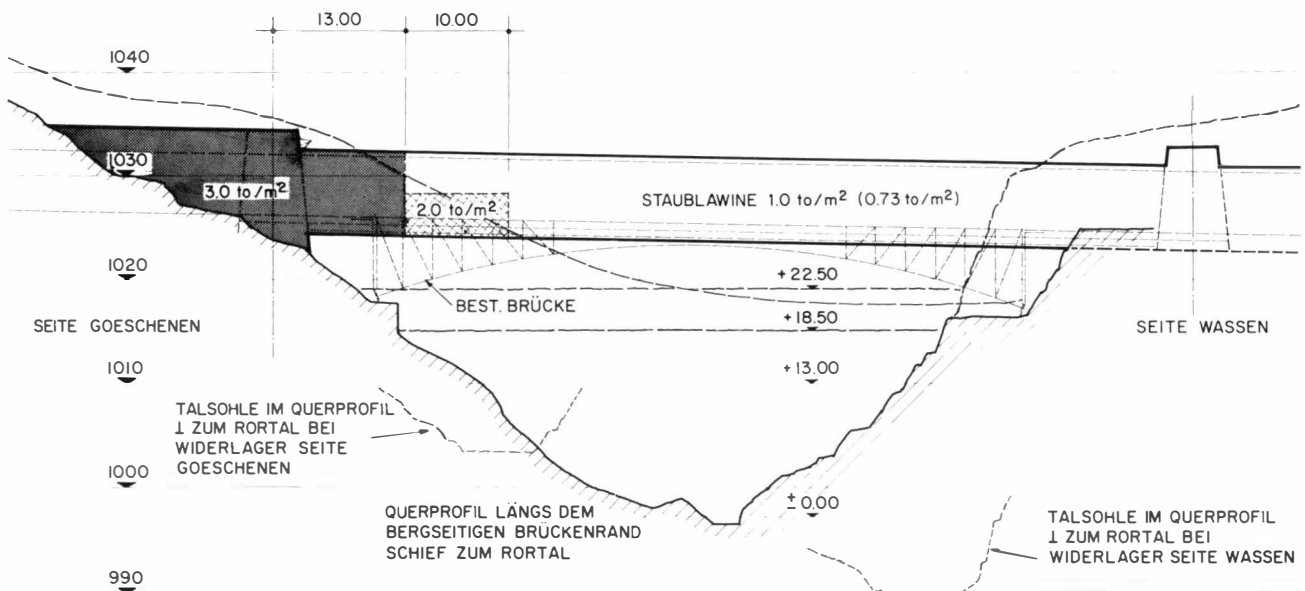
Damit die kurzen Bauzeiten eingehalten werden konnten, wurde die Erstellung der Brücke im Taktchiebeverfahren ausgeschrieben. Die Brücke musste seitlich der alten Brücken erstellt und nach dem jeweiligen Abbruch der alten Brücken in zwei Stufen querverschoben werden, um den Bahnbetrieb nicht zu unterbrechen.

Fundation und Lagerung

Die Fundation der Brücke erfolgte in schachtartigen Schlitzen hinter den Bogenwiderlagern der alten Brücken ohne Unterbruch des Bahnbetriebes, wobei der Bogenschub der Stahlbrücken durch Betonspreisse übernommen wurde. Beide Widerlager sind mit je 6 Anker à 120 t im Gneis verankert.

Die Brücke ist für vertikale Lasten auf vier Lager, welche für eine Last von je 3400 t dimensioniert sind, gelagert. Zur Aufnahme der horizontalen Lawinenkräfte und der Bremskräfte dienen spezielle Horizontalkraftlager, welche am bergseitig nach unten verlängerten Rahmen angebracht sind.

Fig.4. Längsschnitt mit Staudruckverteilung – Coupe longitudinale avec répartition de la charge dynamique – Longitudinal section with dynamic pressure distribution



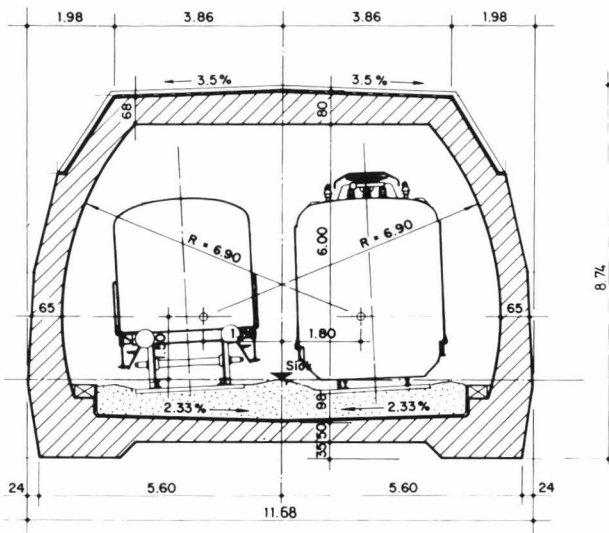


Fig. 5. Normalquerschnitt der Brücke – Coupe en travers normale du pont – Normal bridge cross section

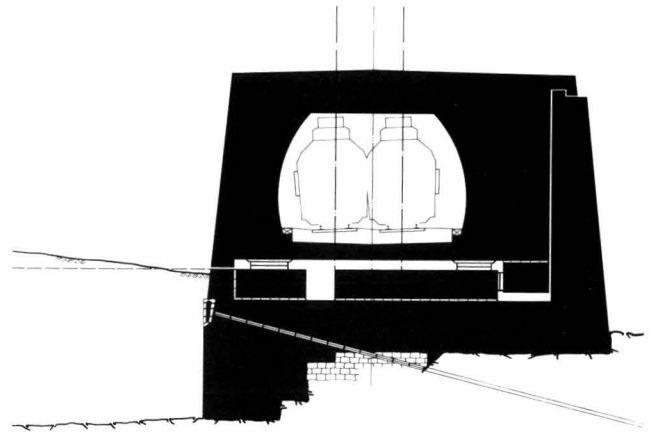


Fig. 6. Querschnitt Widerlager Göschenen mit vorgespannten Felsankern und nach unten verlagertem Querrahmen mit Lawinenlager (rechts unten) – Coupe transversale de la butée côté Göschenen avec ancrages précontraints et cadres transversaux prolongés vers le bas avec appui résistant aux avalanches – Cross section of Göschenen abutment with prestressed rock anchor and downward placed bents with avalanche resistant bridge bearings

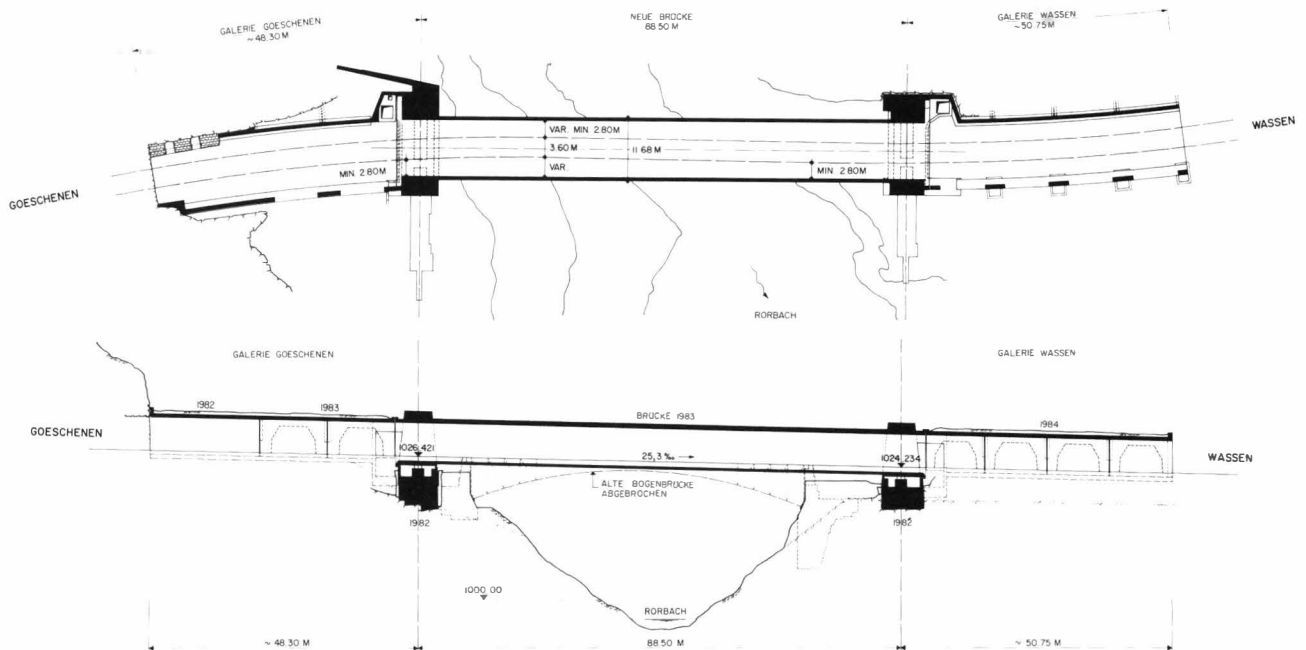


Fig. 7. Grundriss und Längsschnitt der fertigen Brücke – Plan et coupe longitudinale du pont terminé – Ground plan and longitudinal section of the completed bridge

Überbau

Der Überbau weist einen rohrartigen Querschnitt von 11,7 m Breite und 8,7 m Höhe auf, in dem 2 Eisenbahngleise untergebracht sind. In Längsrichtung ist die Brücke ein einfacher Balken von 88,5 m Spannweite.

Die Erstellung der Brücke erfolgte nach dem Taktschiebverfahren in Etappen von 11,1 m über drei talseits der Bahnlinie in einem Abstand von 22,6 m, für 2000 t dimensionierte, bis zu 30 m hohe Stahlstützen.

Für den Bauzustand als durchlaufender Balken wurde die Brücke jeweils etappenweise mit 10 geraden Kabeln zu 235 t in der Fahrbahnplatte und 7 entsprechenden Kabeln in der Decke nahezu zentrisch vorgespannt. Die Hauptvorspannung umfasst 36 parabolisch in den gekrümmten Wänden verlaufende Kabel zu 460 t, welche nach der Fertigstellung der Betonarbeiten in die etappenweise verlegten leeren Hüllrohre eingezogen wurden. Total waren 4 leere Reservehüllrohre vorgesehen. Vor der Belastung der Brücke wurden die Kabel in der Decke durchgetrennt, da sie im Endzustand nachteilig wirkten. Die vertikale Vorspannung in der Mitte beträgt 60 t/m¹, gegen die Auflager hin 100 t/m¹.

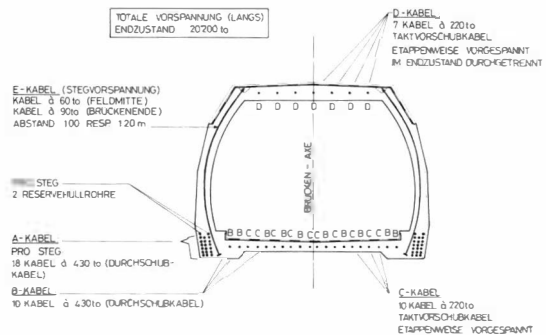


Fig. 8. Anordnung der Vorspannkabel in Feldmitte – Disposition des câbles de précontrainte au milieu du pont – Prestressing wire layout in panel center

Bauausführung

Zufolge der Lawinengefahr waren die Bauarbeiten jeweils auf die Zeit von Ende April bis Ende Oktober beschränkt, zudem musste der Bahnbetrieb durchgehend für eine

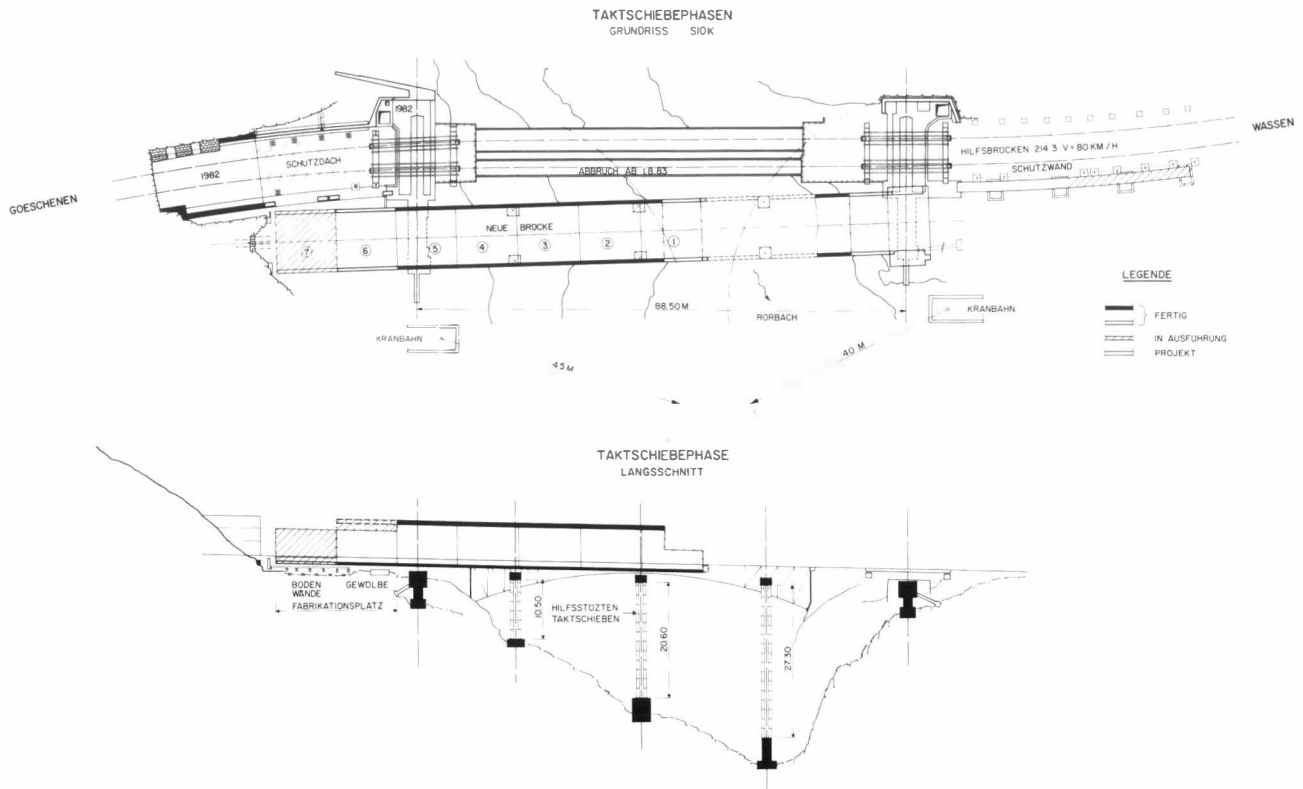


Fig. 9. Grundriss und Längsschnitt während des Taktschiebens. Als Vorbauschnabel diente der untere Teil des Querschnittes – Plan et coupe en travers lors du poussage. Le section inférieure de la coupe transversale faisait fonction d'avant bec – Ground plan and longitudinal section during the repetitious pushing stage. The lower cross section part was used as a launching nose

Geschwindigkeit von 80 km/h aufrecht erhalten werden. Daraus ergab sich der folgende Bauablauf:

- 1982 Erschliessungsstrasse zur Baustelle, Installation, Erstellen der Fundamente für Brücke, Taktvorschubstützen und Abbruchstützen. Aushub des Fabrikationsplatzes, Lawingalerie Seite Göschenen
- 1983 Kranmontage, Erstellen der Schutztunnel, Fertigstellung Fabrikationsplatz, Erstellen der Stahltürme für Taktvorschub und Abbruch der alten Brücken. Ausführung des Überbaues mit Taktvorschub, seitliches Verschieben der Brücke in zwei Phasen entsprechend dem Abbruch der alten Brücken, Gleisverlegung, Fahrleitung, Wiederentfernen der Kranen
- 1984 Erstellen der Galerie Seite Wassen, Isolation der Brücke und Galerien, Eindecken der Galerien und Fertigstellung der Umgebungsarbeiten.

Der Betrieb über die neue Brücke wurde im Herbst 1983 aufgenommen. Während der gesamten Bauarbeiten war nur beim zweiten Querverschub ein Unterbruch von wenigen Stunden erforderlich. *Erwin Stucki*



Fig. 10. Die Brücke nach dem ersten Querverschub. Ein Gleis auf der neuen Brücke in Betrieb – Le pont après le 1er cycle de ripage. Une voie en service sur le nouveau pont – Bridge after the first transverse pushing stage. One operational railway track on the new bridge

Zusammenfassung: Die Brücke befindet sich an der Nordrampe der Gotthardlinie, der europäischen Haupt-Nord-Südverbindung der Schweizerischen Bundesbahnen zwischen Wassen und Göschenen. Der allgemein schlechte Zustand der aus dem Jahre 1882 und 1893 stammenden schweisseisernen Bogenbrücken sowie die ständig grosse Lawingefahr und insbesondere die erhebliche Beschädigung der bergseitigen Brücke durch eine Lawine im Januar 1981 erforderten den Neubau einer Brücke, die den Bahnbetrieb vollständig vor Staublawinen schützen sollte. Der Überbau weist einen geschlossenen tunnelförmigen Querschnitt von 11,7 m Breite und 8,7 m Höhe auf und überspannt den Lawinezug mit einer Spannweite von 88,5 m.

Aus terminlichen und ausführungstechnischen Gründen wurde die Brücke im Taktschiebverfahren seitlich der bestehenden Brücken hergestellt und in zwei Phasen quer um 12 m eingeschoben. In Längsrichtung ist die Brücke mit 36, nachträglich eingelegten Kabeln zu 460t sowie 17 Kabeln zu 235 t für den Bauzustand vorgespannt. Die Wände sind zur Aufnahme der unten liegenden zweigleisigen Fahrbahn vorgespannt. Der Überbau wurde in einer Bauzeit von ungefähr 5 Monaten erstellt, wobei der Bahnbetrieb nur einige wenige Stunden unterbrochen wurde. Eine umfassendere Beschreibung der Brücke findet sich in «Ingénieurs et architectes suisses», 16. Februar 1984, Heft 4/84, S. 50–57.

Résumé: Le pont se trouve entre Wassen et Göschenen, sur la rampe nord de la ligne du Saint-Gothard des Chemins de Fer Fédéraux Suisses, très importante pour le trafic européen nord-sud. L'état défectueux des soudures de l'arc métallique datant de 1882 resp. 1893 et le danger d'avalanches (dommages importants côté montagne en janvier 1981) justifiaient la construction d'un nouveau pont qui mette le trafic ferroviaire à l'abri d'un tel risque. La superstructure en forme de tunnel de 11,7 m de large et 8,7 m de haut enjambe le couloir d'avalanches par une travée de 88,50 m.

Pour des raisons techniques et de délais le pont a été exécuté à côté des anciens ponts par poussage d'éléments successifs, puis ripé transversalement de 12 m en deux phases. Dans le sens longitudinal, le pont est précontraint par 36 câbles placés après coup et tendus à 460 t chacun ainsi que par 17 câbles tendus à 235 t nécessaires pour la phase d'exécution. Les parois sont précontraintes afin qu'elles puissent supporter la double voie ferrée inférieure. L'ouvrage a été réalisé en 5 mois environ, avec des interruptions de trafic de quelques heures seulement. Une description détaillée de ce pont a été l'objet d'un article dans la revue technique «Ingénieurs et Architectes Suisses» No 4/84, pp. 50–57, du 16 février 1984.

Summary: The bridge is sited between Wassen and Göschenen, on the northern ramp of the St. Gotthard line by which the Swiss Federal Railways link north to south Europe. The general poor condition of the welded iron arch truss bridge, built 1882 resp. 1893, as well as the permanent danger of avalanches, and in particular the relevant damages the mountainside bridge suffered by avalanches in January 1981, required the construction of a new bridge, fully protecting the railway traffic from avalanches. The cross section of the superstructure tunnel is 11.7 m wide and 8.7 m high with a single 88.50 m wide span over the avalanche wake.

For deadline and technical reasons the new bridge was constructed, by pushing the successive elements into place. The whole construction was then pushed across alongside the existing bridges in two stages of 12 m each. In the longitudinal sense the bridge is prestressed by applying a tension of 460 t to each one of the 36 subsequently placed prestress wires, and of 235 t to each one of the 17 prestress wires needed during construction. The walls are prestressed to support the double track railway line below. The superstructure was completed in approx. 5 months, during which rail traffic has been interrupted merely a few hours. A more detailed description of this bridge was published in the technical periodical "Ingénieurs et Architectes Suisses" No 4/84 pp. 50–57 of 16 February 1984.

Schrägseilbrücke über den Rhein bei Diepoldsau

Bauherr: Baudepartement des Kantons St.Gallen
Oberbauleitung und Geologie: Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St.Gallen, Abt. Brückenbau
Projektverfasser: Ingenieurgemeinschaft: D.J.Bänziger + A.J.Köppel Buchs SG/Zürich (Mitarbeiter: A. Bacchetta) und Dr. R. Walther/ H. Mory Basel/Lausanne: (Mitarbeiter: Dr. B. Houriet und P. Moja)
Örtliche Bauleitung: Ingenieurbüro Frei + Krauer, Rapperswil
Bauausführung: Arbeitsgemeinschaft Rheinbrücke Diepoldsau: Huag AG Diepoldsau; Köppel-Vogel AG Widnau; L.Gantenbein + Co. AG Werdenberg; Preiswerk AG Zürich
Subunternehmer: Freivorbau: Preiswerk + Cie AG Basel; H.Schürer Zürich. Lehrgerüst: E. van Randen Stallikon.
Baujahre: Vorspannung: Stahlton AG Zürich/St.Gallen
 1983–1985

Allgemeines

Am 18. April 1923 wurde der Rheindurchstich in Diepoldsau in Betrieb genommen. Über diesen künstlichen Rheinlauf waren drei Stahlfachwerkbrücken gebaut worden. Der grösste dieser Übergänge verbindet Widnau mit Diepoldsau. Dieses von früherer Ingenieurkunst zeugende Bauwerk, welches das Wahrzeichen der Gemeinde Diepoldsau darstellt, wurde 1912 bis 1914 von der Basler Firma *Albert Buss & Cie.* erstellt. Das in der Schweiz seit Anfang der 60er Jahre zur Schwarzräumung angewendete Streusalz hat so grosse Korrosionsschäden verursacht, dass eine Reparatur zu kostspielig geworden wäre. Der Kanton St. Gallen als Brückeneigentümer hat sich daher entschlossen, einen Neubau erstellen zu lassen, der eine konventionelle Spannbetonträgerbrücke vorsah. Doch weite Kreise der Bevölkerung wollten das alte Wahrzeichen durch ein neues Wahrzeichen ersetzt haben.

Für ein Initiativkomitee aus Diepoldsau lieferten *D. J. Bänziger & A. J. Köppel*, Buchs SG/Zürich den Entwurf mit Kostenschätzung für die erste seilabgespannte Strassenbrücke der Schweiz. Bei der Arbeitsausschreibung durch die Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St. Gallen im Dezember 1982 setzte sich dann die in der Zwischenzeit noch ausgereifte und verbesserte Lösung als preisgünstigste und technisch beste Submissions-Variante durch.

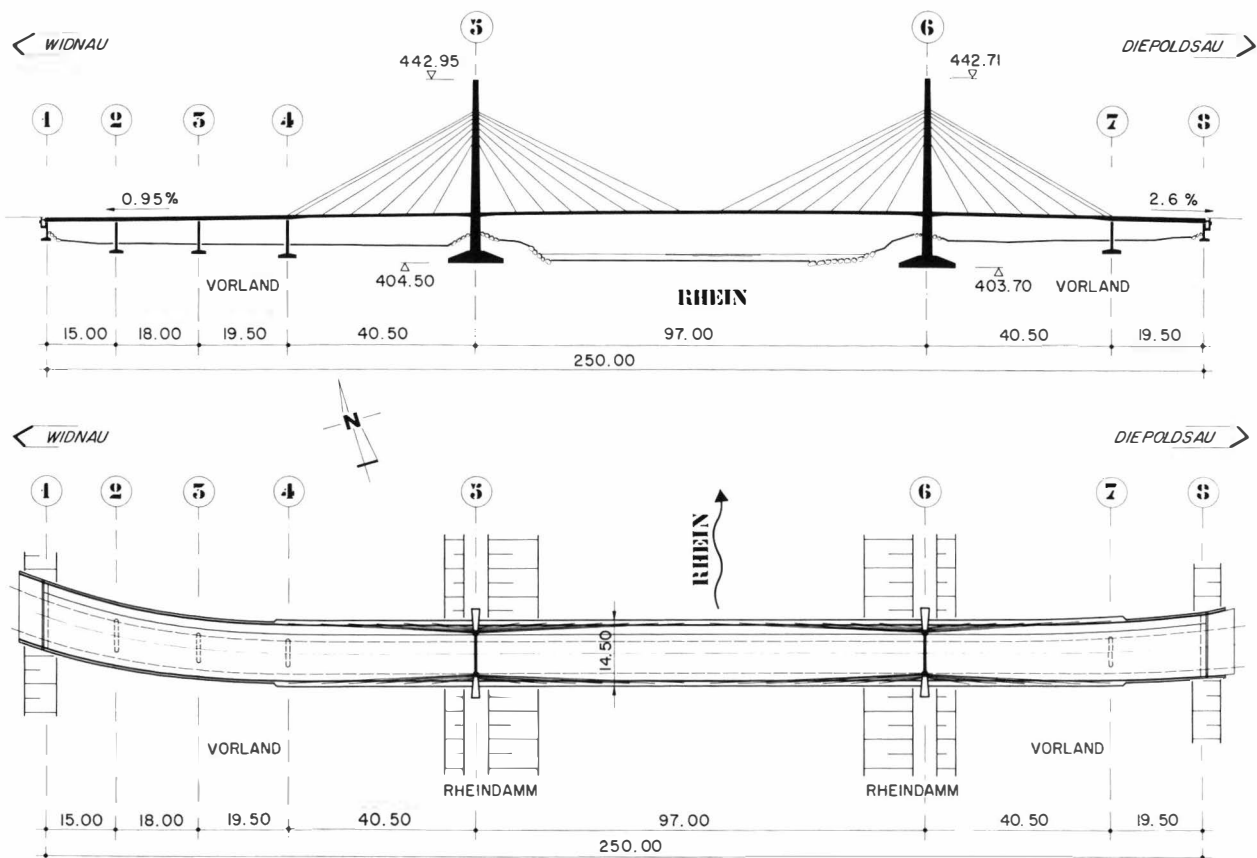
Konzept der Brücke

Die moderne Konstruktionsart des an schräg angeordneten Seilen aufgehängten Brückenträgers ist erstmals 1952 in Düseldorf angewendet worden. In der Schweiz gab es bis anhin nur einige wenige Fussgängerüberführungen dieser Art. Bei der Rheinbrücke Diepoldsau wurde erstmals eine Vielseillösung mit einem sehr schlanken Plattenquerschnitt (36 bis 55 cm Dicke) als Fahrbahnplatte für die Strassenbrücke gewählt (Fig. 1 bis 3). Diese Weiterentwicklung, kombiniert mit der Freivorbaumethode, ist bei kleinen und mittleren Spannweiten gegenüber Lösungen mit wenigen Schrägkabeln und Versteifungsträgern wirtschaftlich. Der relativ weiche Brückenüberbau hat den Vorteil, beträchtliche Setzungsdifferenzen ohne grosse Zwängungen aufzunehmen. Bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen (10–15 m starke kiessandige Tragschicht, darunter weiche Schichten aus tonigem Silt) konnten aus diesem Grunde hochliegende Flachfundationen gewählt werden, die zur Wirtschaftlichkeit erheblich beitragen.

Hauptcharakteristiken

Die Gesamtlänge der neuen Brücke beträgt 250 m, davon sind 178 m seilverspannt. Die Spannweite der Mittelöffnung

Fig. 1. Längsschnitt und Grundriss – Coupe longitudinale et plan – Longitudinal section and ground plan



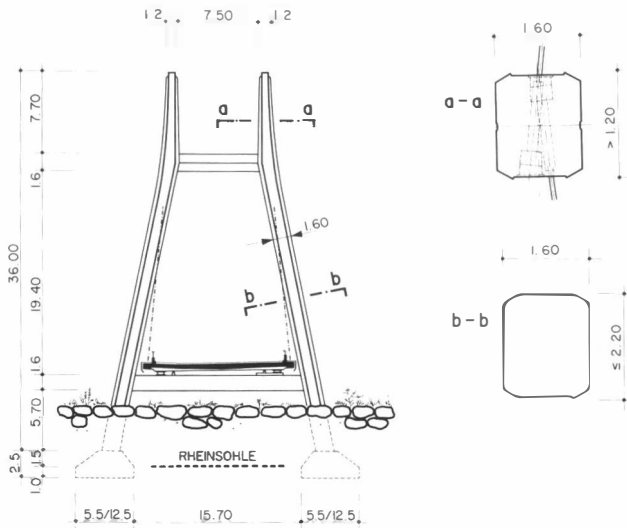


Fig. 2. Betonpylon. Ansicht und Querschnitte – Pylône en béton. Plan vertical et sections transversales – Concrete pylon. View and cross sections

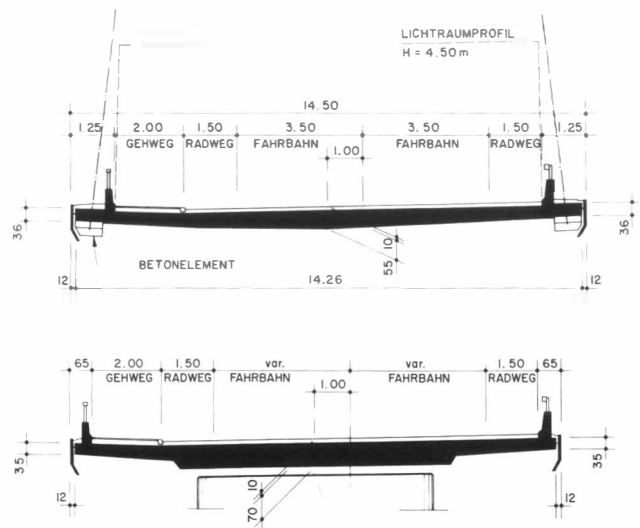


Fig. 3. Querschnitt über dem Fluss (oben) und über dem Vorland (unten) – Coupe en travers au dessus du fleuve (en haut) et au dessus du franc-bord (en bas) – Cross section over the river (top) and over the foreland (bottom)

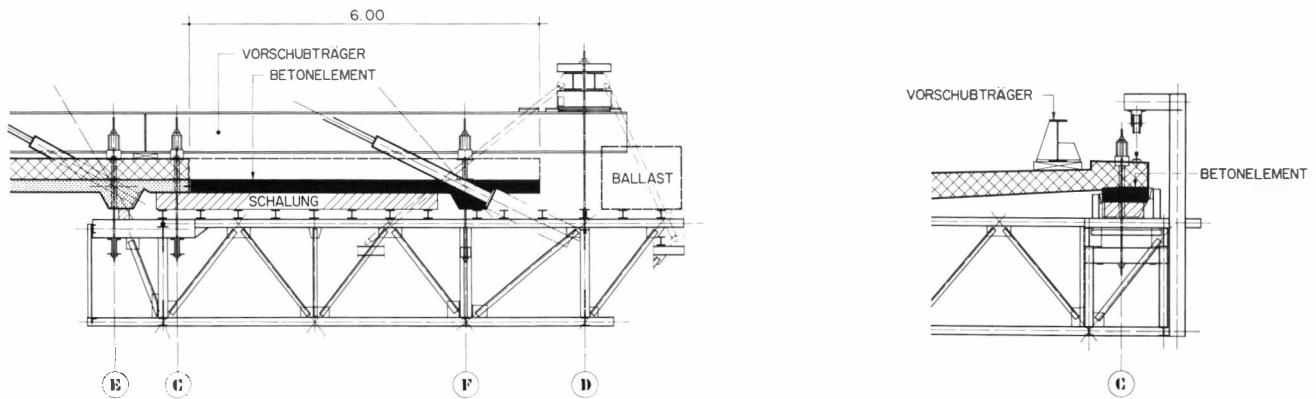


Fig. 4. Vorbauwagen (Längsschnitt, Teilquerschnitt) – Chariot de lancement (section longitudinale, coupe en travers partielle) – Launching car (longitudinal section, part of cross section)

misst 97 m. Die Hauptcharakteristiken sind:

- symmetrische 2-Pylon-Lösung
- Vielseilanordnung zwischen harfen- und fächerartig mit 6 m Seilabstand bei der Fahrbahnplatte
- Brückenquerschnitt als schlanke Platte ohne Hauptlängsträger.

Die Schrägseilbrücke besitzt 2x28 Kabelstränge. Die Verankerung der Seile erfolgt in den Pylonstielen und an den äusseren Rändern der Brücke. Die Gesamtbreite der Konstruktion beträgt 14,5 m. Das Normalprofil setzt sich zusammen aus 7 m Fahrbahn, 2x 1,5 m Radstreifen sowie einem einseitigen Trottoir von 2 m Breite.

Freivorbau

Der Rhein hat bei der Überführung der Strassenverbindung Diepoldsau – Widnau eine Gesamtbreite von 250 m zwischen den Hochwasserdämmen und ein Mittelgerinne von 100 m, das von Wuhrdämmen begrenzt wird (Fig. 1).

Wegen der Hochwassergefahr des Rheins können Arbeiten im Mittelgerinne jeweils nur von Mitte Oktober bis Ende April ausgeführt werden. Auch im Vorlandbereich sind von Mai bis Oktober keine grösseren Einbauten und Beschädigungen der Vegetationsschicht gestattet.

Da der Baubeginn wegen dieser Randbedingungen auf den Herbst 1983 angesetzt war, konnten im ersten Winterhalbjahr die Vorlandbrücken auf konventionelle Art erstellt werden. Erst im zweiten Winterhalbjahr wäre in derselben Art die Erstellung der Brücke über das Mittelgerinne durchführbar gewesen. Der Freivorbau in diesem Bereich eröffnete

die Möglichkeit, die Arbeiten ausserhalb der Hochwassergefahrzone in der warmen Jahreszeit kontinuierlich weiterzuführen. Damit konnte die Rohbauzeit von rund zwei auf ein Jahr gekürzt werden. Dies ergab entsprechende Einsparungen beim Vorhalten der gesamten Bauinstallationen. Ausserdem mussten keine Lehrgerüstfundationen im Flussbett erstellt und entfernt werden. Andererseits war es notwendig, eine besondere Konstruktion für den Freivorbauwagen zu entwerfen unter Beachtung der Schrägseilspannung (Fig. 4).

Betonpylone

Auf den Dämmen des Mittelgerinnes ist je ein Pylon aus Stahlbeton angeordnet. Dieser Pylon besteht aus einem Rahmensystem mit zwei oben leicht abgewinkelten und sich verjüngenden Stielen und zwei Riegeln. Diese Stiele sind 36 m hoch. Sie haben einen profilierten Vollquerschnitt mit Anzug von 1,60 x 2,20 m unten und 1,20 x 1,20 m oben (Fig. 2). Für die Gestaltung waren vorwiegend ästhetische Überlegungen massgebend.

Schrägseilkabel und Plattenvorspannung

Die Seilverspannung der Brücke besteht aus BBRV-DINA-Paralleldrahtkabeln mit je 37 bis 77 Drähten $\varnothing 7$ mm, entsprechend den Seillasten von 1100 bis 2250 kN je Kabel. Sie verlaufen in dickwandigen Hartpolyäthylenrohren. Im Bereiche des Lichtraumprofils sind sie durch ein zusätzliches

Stahlrohr gegen mechanische Beschädigungen geschützt. Die Kabel sind einzeln verankert und können jederzeit ausgebaut werden. Die BBRV-DINA-Verankerung ist speziell konzipiert, um grosse Wechsellasten aufzunehmen [2]. In Anlehnung an die DIN 1073 [5] wurden die zulässigen Spannungen für Haupt- bzw. Haupt- und Zusatzlasten in den Schrägkabeln wie folgt angesetzt:

$$\sigma_{\max}^H \leq 0,45 \beta_N = 765 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max}^{H+Z} \leq 0,50 \beta_N = 850 \text{ N/mm}^2$$

Die Seilkräfte werden über Ankerkopf und Mutter auf die einbetonierte Ankerplatte übertragen. Die Verankerungen im Pylon sind in Nischen versenkt, welche nachträglich mit massfabrizierten, dünnwandigen Filenit-Abdeckplatten verschlossen wurden. Die Schrägeilkabel wurden an der unteren Verankerung gespannt.

Ausser der Längsvorspannung durch die Horizontalkomponenten der Schrägkabel wurde eine ergänzende Längsvorspannung aus zwei Kabeln von 1900 kN im Mittelbereich der Platte angeordnet. Zusätzlich mussten bei den Pylonabstützungen örtlich zwei Kabel und in Feldmitte vier Kabel eingelegt werden.

Die Quervorspannung besteht aus Spannkabeln System BBRV von 1000 kN Spannkraft. Sie sind in Abständen von 80 bzw. 100 cm angeordnet.

Spezielle Probleme

Die statische und dynamische Berechnung des Tragverhaltens der räumlichen Vielseil-Konstruktion ist sehr komplex, und es waren daher umfangreiche Untersuchungen notwendig [1]. Es wurde sowohl mit ebenen Tragsystemen auf Klein-Computern, insbesondere für die Vorprojekt-Statik, gearbeitet wie mit räumlichen Systemen auf dem Grosscomputer der ETH Lausanne. Der Einbezug von räumlichen Systemen für die Ausführungsstatik war notwendig wegen der grossen Querspannweite der dünnen Fahrbahnplatte und weil besondere Nachweise erbracht werden mussten. Zum Beispiel galt es zu zeigen, dass durch den Ausfall eines Schrägseiles infolge Kollision mit einem schweren Lastwagen die Fahrbahnplatte nicht einstürzt, sondern höchstens lokale und reparierbare Beschädigungen erleidet.

Ein weiteres schwieriges Problem war die Vorausberechnung der zu erwartenden Schwingungen und deren Einfluss auf das menschliche Empfinden. Die Vielseilbrücke ist relativ weich und weist eine tiefe Eigenfrequenz auf. Aus Quervergleichen mit Modellversuchen konnte gefolgert werden, dass die Schwingungen zwar wahrnehmbar sind, jedoch vom Menschen nicht als störend empfunden werden.

Die Verifikation der statischen und dynamischen Berechnung fand anlässlich eines umfangreichen Belastungsversuches am 8./9. August 1985 statt [6]. Beim statischen Versuch mit einer konzentrierten Anordnung von 8 Lastwagen zu 25 Tonnen im Mittelfeld erreichte die Durchbiegung der Hauptöffnung den Wert von 10,4 cm; vorausberechnet waren 12 cm. Der dynamische Versuch bestätigte eine tiefe Eigenfrequenz der Grundschwingung längs von 0,79 Hz und quervon 1,67 Hz. Beim Befahren der Brücke mit dem Lastwagen über ein 4,5 cm dickes Brett wurden die dadurch ausgelösten Schwingungen durch das ganze System stark gedämpft.

Ein weiteres schwieriges Problem war die rechnerische Voraussage der Deformationen in den verschiedenen Bauzuständen. Die Kunst des Ingenieurs besteht darin, diese Deformationen so zu beherrschen, dass die Brücken-Nivelette am Schluss genau auf der Soll-Lage ist. Dies ist deshalb schwierig, weil die jeweilige Temperatur eine grosse Rolle spielt und weil das ganze System samt Pylon sehr deformationsempfindlich ist. Ausserdem muss auch das Schwinden und Kriechen des Betons berücksichtigt werden. An einem heissen Sommertag erwärmen sich beispielsweise die in einem schwarzen Kunststoffrohr befindlichen Spanndrähte viel stärker als der temperaturträger Beton. Um auch diese täglich und stündlich wechselnden Einflüsse richtig zu berücksichtigen, wurden die Temperaturen im Kabel und im Beton sowie auch die Lufttemperatur an verschiedenen Stellen gemessen. Auf der Baustelle wurden



Fig.5. Ansicht des Freivorbau – Vue de la construction en porte à faux – View of cantilever construction

durch den Projektleiter unter Berücksichtigung aller massgebenden Faktoren die jeweiligen Überhöhungswerte der Schalung bestimmt.

Bauablauf

Mit den Bauarbeiten wurde Ende September 1983 begonnen. Der Rohbau der Brücke war bis Ende September 1984 beendet. Anschliessend folgten auf beiden Seiten noch grössere Strassenanpassungsarbeiten sowie die Ausstattung der Brücke mit Abdichtung, Belag, Geländer, Beleuchtung, Konsolkopfelementen etc. Die festliche Eröffnung der Brücke fand am 30. August 1985 statt.

Das Kernstück des Brückenschlages bildete die Überquerung des Rheinmittelerinnes mit dem sogenannten Freivorbau, d. h. ohne ein festes Lehrgerüst in der Flussöffnung. Zuerst wurde von der Widnauer Seite her, ausgehend von einer an Ort erstellten Grundetappe, wöchentlich ein Fahrbahnplatten-Element von 6 m Länge (total sieben solcher Etappen) gegen die Rheinmitte vorbetoniert, und dann von der Diepoldsauer Seite aus in gleicher Art ebenfalls sieben Etappen zu 6 m erstellt. Die beiden Kragarme ragten vom Pylon aus je 47 m in den Fluss hinaus. In der Mitte wurde die ganze Konstruktion mit einer 3 m langen Schlussetappe monolithisch zusammengehängt und zusammengespannt. Für diesen Freivorbau wurde ein spezieller Vorbauwagen entworfen und konstruiert. Er besteht im wesentlichen aus einem Trägerrost mit 2 doppelten Hauptlängsträgern, einem Zwischenlängsträger und 2 Querträgern sowie 2 oben liegenden Vorbauträgern, an denen er beim Vorfahren aufgehängt ist (Fig. 4).

Statt nun den Vorbauwagen für den Betonierzustand mit provisorischen Seilen aufzuhängen, wurde das definitive Schrägeilkabel für diesen Zweck verwendet. Um diese Idee – unseres Wissens hier zum ersten Mal – zu realisieren, musste ein Kunstgriff angewendet werden. Er bestand darin, dass zwei vorfabrizierte Betonelemente vorerst fest mit den aussen liegenden doppelten Hauptlängsträgern des Vorbauwagens verbunden wurden (Fig. 4). Jedes Element enthielt die Kabeltrompete für das Einfahren des Schrägkabels. Dieses wurde sukzessive vor dem Betonieren ange-spannt. Damit dies geschehen konnte, musste Ballast in Form von Betonklötzen aufgebracht werden (Fig. 5), ansonsten das Vorbaugerüst zu hoch angehoben worden wäre. Die Horizontalkomponente der Seilkraft wurde durch das Betonelement auf den bereits betonierten Brückenteil abgegeben.

Parallel mit dem Ballastieren des Gerüsts und dem Spannen des definitiven Schrägeilkabels konnte die vordere Aufhängung des Vorbaugerüsts am Vorschubträger abgelassen werden. Somit hing das Gerüst vor dem Betonieren am definitiven Schrägeilkabel.

Bei diesem Vorgang konnte die richtige Höhe des Gerüsts unter Beachtung der Temperaturverhältnisse eingestellt werden. Während des Betonierens musste lediglich der Ballast sukzessive entfernt werden. Nach dem Betonieren



Fig. 6. Ansicht der neuen Brücke Diepoldsau. Die alte Brücke ist beinahe abgebrochen – Vue du nouveau pont de Diepoldsau. Le vieux pont est presque totalement démoli – View of new Diepoldsau bridge. The former bridge is almost completely demolished (Photo Cornet, 4.12.1985)

wurde die Verbindung zwischen vorfabriziertem Element und Gerüst gelöst.

Das Betonelement war somit im Bauzustand ein tragendes Element des Vorbaugerüsts, das insbesondere die Horizontalkomponente der Seilkraft an den bereits betonierten Brückenteil abgab und die Vertikalkomponente auf den Vorbauwagen übertrug; im Endzustand ist das Element in die definitive Betonkonstruktion integriert [3].

Schlussbemerkung und Baukosten

Obwohl die Abmessungen für die maximale Spannweite von 97 m und die Gesamtlänge der Brücke von 250 m für eine seilverspannte Brückenkonstruktion eher tief liegen, beweist dieses Bauwerk, dass auch bei solchen Verhältnissen eine Schrägseilbrücke eine äusserst wirtschaftliche Lösung darstellen kann. Der gesamte Brückenrohbau wurde vom September 1983 bis zum September 1984 erstellt, und zwar mit einer Gruppe von nur 8 Mann.

Das Resultat der Submission und der Ausführung hat gezeigt, dass die gewählte Methode sehr wirtschaftlich ist. Die reinen Brückenkosten ohne Abdichtung, Belag und Strassenanpassung betragen rund 4,4 Mio. Fr. oder ca. 1200.– Fr./m².

Dialma Jakob Bänziger

Zusammenfassung: Die neue Rheinbrücke in Diepoldsau ist die erste seilabgespannte Strassenbrücke der Schweiz. Die moderne Konstruktionsart dieses an schräg angeordneten Seilen aufgehängten Brückenträgers ist erstmals 1952 in Düsseldorf bei drei Rheinbrücken angewendet worden. In der Schweiz gab es bis anhin nur einige wenige Fussgängerüberführungen dieser Art.

Ganz neuartig an der Brückenkonstruktion in Diepoldsau ist die Ausbildung des Fahrbanträgers. Eigentliche, bisher übliche Hauptlängsträger fehlen; die gesamte Tragfunktion wird durch eine einfache, sehr schlanke Platte übernommen. Obwohl die Abmessungen mit einer Hauptspannweite von 97 m und einer Gesamtlänge der Brücke von 250 m für eine seilabgespannte Brückenkonstruktion eher tief liegen, führte die genannte Neuentwicklung, kombiniert mit der Freivorbaumethode, zu einer sehr wirtschaftlichen Brücke. Die reinen Brückenkosten ohne Belag und Strassenanpassung betragen nur 4,4 Mio. SFr. oder 1200.– SFr./m².

Résumé: Le nouveau pont sur le Rhin à Diepoldsau est le premier pont haubané routier de la Suisse. Une telle conception à été appliquée pour la première fois en 1952 à Dusseldorf, lors de la construction de trois ponts enjambant le Rhin. Jusqu'à présent il n'existe que quelques ponts pour piétons de ce genre en Suisse.

La conception du tablier du pont à Diepoldsau constitue une nouveauté dans ce domaine. En effet les longerons traditionnels ont été omis et la fonction portante a été transférée au tablier exceptionnellement mince du pont. Bien que pour une telle structure les dimensions soient assez modestes, travée principale de 97 m et une longueur totale de 250 m, c'est grâce à cette conception nouvelle ainsi qu'au système de construction en porte-à-faux, qu'une réalisation très économique de ce projet a été possible. En effet le prix net du pont, exclus le revêtement et les travaux d'adaptation au réseau routier, s'élève à 4,4 millions de frs, correspondant à 1200 frs/m².

Literatur:

- [1] Köppel A.J. und Bacchetta A.: Rheinbrücke Diepoldsau, SIA 40/1984
- [2] Bacchetta A. und Rüst M.: Rheinbrücke Diepoldsau, Die Schrägkabel, SIA 35/1985
- [3] Bänziger D.J.: Erste seilabgespannte Strassenbrücke der Schweiz, Technische Rundschau TR 34, 20. August 1985
- [4] Walther R.: Ponts haubanés, Autographie IBAP, EPFL
- [5] DIN 1073 „Stählerne Strassenbrücken“ Berechnungsgrundlagen mit Beiblatt zu Abschnitt 6.5 (Juli 1974), Beuth-Vertrieb GmBH, Berlin 30 und Köln 1
- [6] Versuchsbericht ETH Lausanne, Dr. R. Suter: Statische und Dynamische Belastungsversuche Rheinbrücke Diepoldsau

Summary: The new Diepoldsau Rhine bridge is the first suspension road bridge realized in Switzerland. This modern cabled stayed bridge design was first applied for constructing three bridges over the Rhine at Düsseldorf in 1952. Only a few footbridges of this kind are existing in Switzerland.

The Diepoldsau bridge deck design is a bridge engineering novelty. The traditional bridge deck girders have been omitted, and the supporting function is taken over by the very slender bridge deck instead. Though, with a maximum span width of 97 m and a total length of 250 m, design dimensions are rather modest for a suspended bridge, thanks to the applied design novelty together with the free cantilevering construction system a low cost bridge was achieved. In fact without carriageway pavement and adjusting costs the bridge has been achieved for mere 4.4 million S. Frs. i.e. 1200 S.Frs./m².

Fingerdock A im Flughafen Kloten

Bauherr, Vorprojekt, Projektleitung:
 Bauprojekt, Bauleitung:
 Bauingenieurprojekt:
 Bauunternehmung:
 Vorfabrikation:
 Vorspannarbeiten:
 Baujahre:

Flughafen-Immobilien-Gesellschaft, Zürich-Flughafen
 Karl Steiner AG, Zürich
 Huber+Bracher AG, Zürich
 ARGE Fingerdock A: Lerch AG, Winterthur; Spaltenstein AG, Zürich; AG Baugeschäft, Winterthur;
 Corti + Cie. AG, Winterthur; Conrad Zschokke, Zürich
 SAW, Widnau; Copevo AG, Bremgarten
 Stahlton AG, Zürich
 1982–1985

1. Einleitung

Mit dem Bau eines Fingerdocks mit Fluggastbrücken, das dem bestehenden Terminal A zugeordnet ist, werden den 9 bestehenden Flugzeugabstellflächen des Fingerdocks (Terminal B) 14 weitere gebäudenahen Abstellplätze zugefügt. Das Konzept der gebäudenahen Flugzeugabstellplätze mittels Fingerdocks erhöht die Leistungsfähigkeit, die Wirtschaftlichkeit, sowie die Betriebssicherheit des bodengebundenen Verkehrs eines Flughafens (Fig. 1).

Das im Aufriss auf 2 getrennten Ebenen aufgebaute Grundkonzept, separiert die ankommenden von den abfliegenden Passagieren. Diese Forderung der Security wird mit einem wirtschaftlichen Sammelraumkonzept kombiniert (Fig. 2).

Die im Gegensatz zum bestehenden Fingerdock (Terminal B) prismatische, geometrische Form des Fingerdockes A erlaubt die flexible Disposition der Flugzeug-Aufstellordnung. Durch einfache bauliche Veränderungen an der Fassade und durch entsprechende Verschiebungen der Fluggastbrücken kann das FIDO A auch für die Andockung zukünftiger Flugzeugtypen angepasst werden.

Im Mittelbereich des FIDO A befindet sich an optimaler Stelle der neue Kontrollturm. Aus den beiden Kanzeln ist

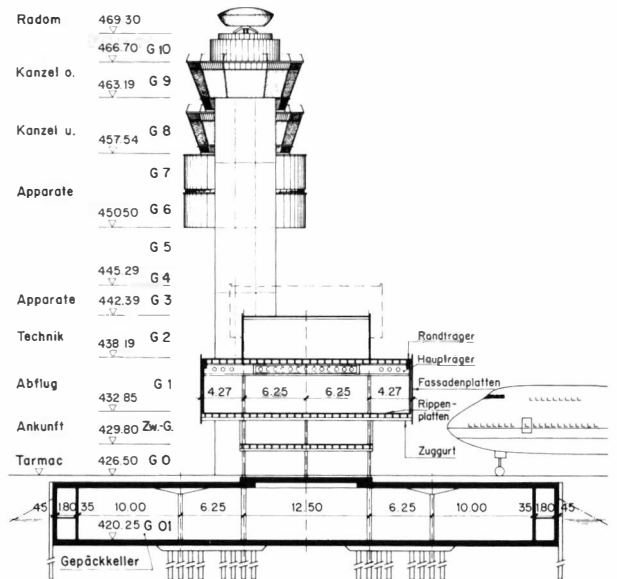
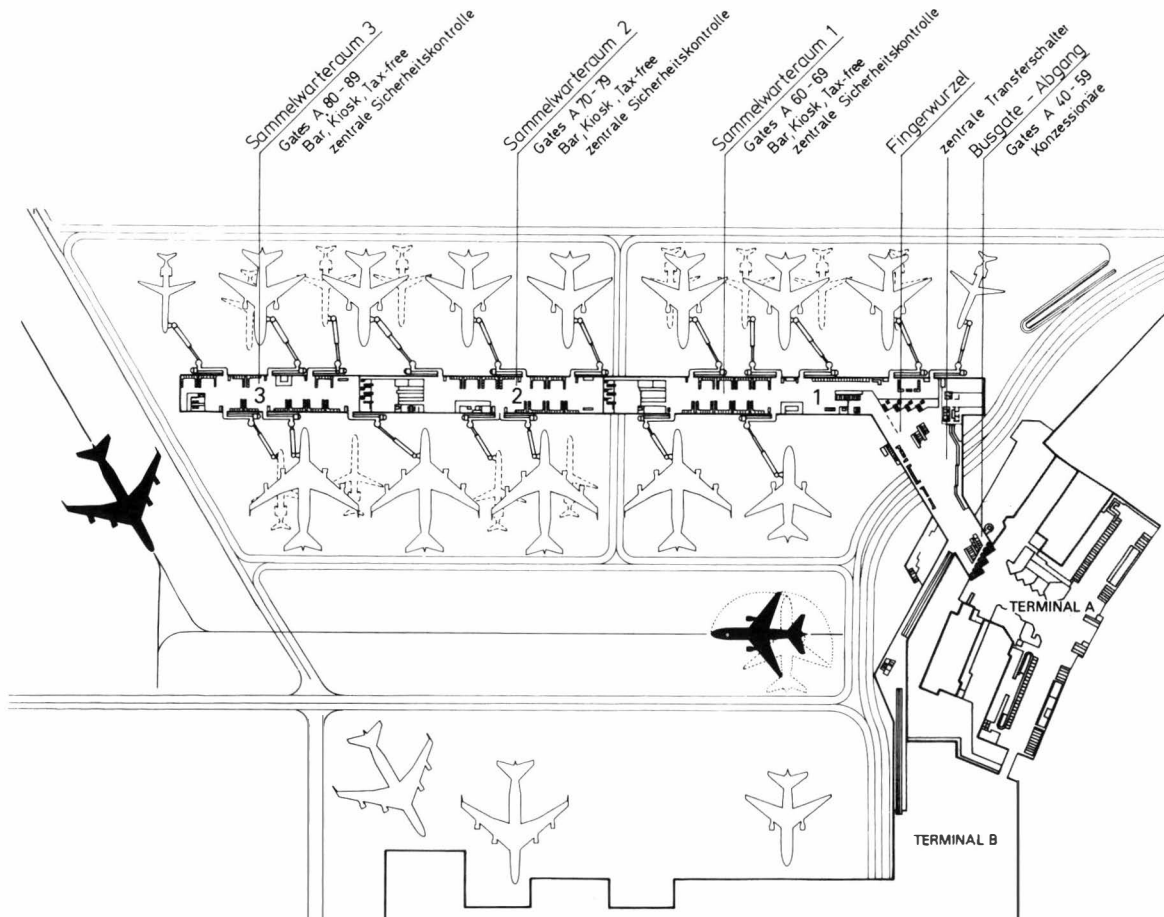


Fig. 2. Dockquerschnitt - Coupe en travers du dock - Fingerdock cross section

Fig. 1. Situation (Abflugeschoss) - Plan de situation (étage de décollage) - Situation plan (aircraft starting deck)



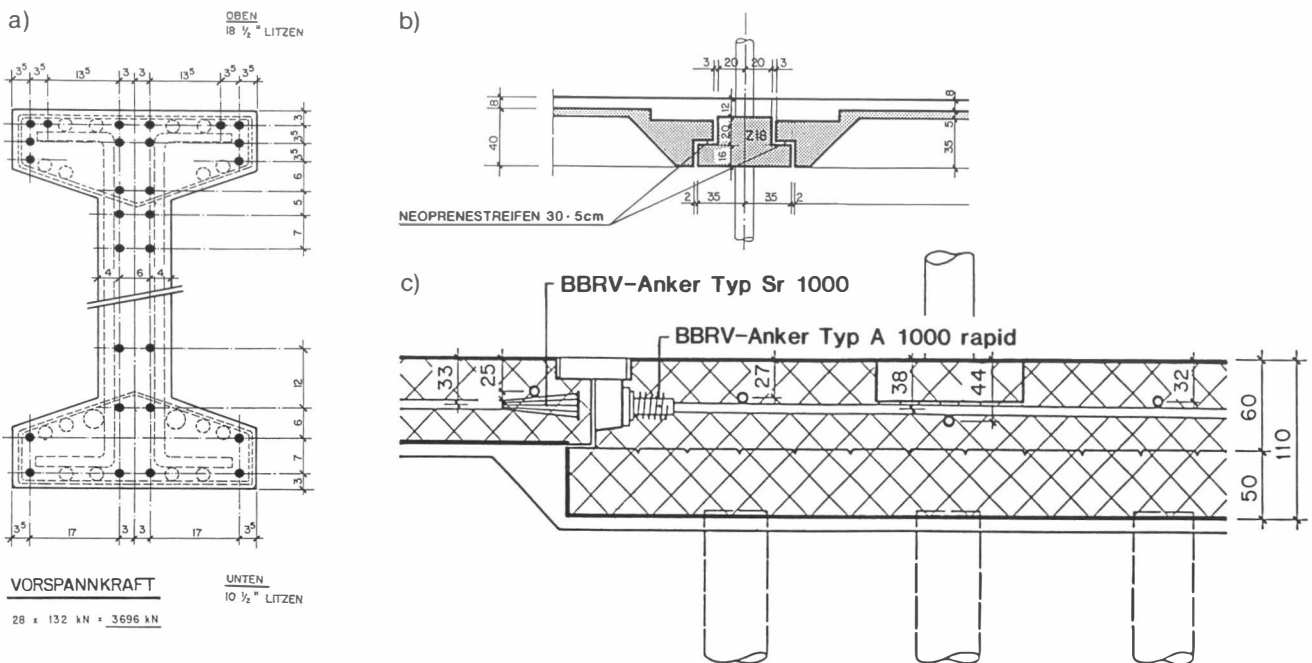


Fig. 3. Details: a) Querschnitt des Hauptträgers, b) Geschossdecke, c) Bodenplatte - Détails: a) Coupe en travers de la poutre principale, b) Dalle sur un étage, c) Dalle du plancher - Détails: a) main girder crosscut, b) Storey slab, c) Floor slab

eine uneingeschränkte Sicht auf alle zu überwachenden Verkehrszonen, wie An- und Abflug-Bereich, Pistensystem, Rollwege, Vorfeld möglich.

Die Fingerwurzel verbindet das Fingerdock A mit dem Terminal A, für transitierende Passagiere, verbindet der Air-side-Korridor das Fingerdock A mit dem Fingerdock B.

2. Tragkonstruktion

2.1 Foundation

Das Bauwerk ist in einer Tiefe von ca. 7 m¹ unterhalb der Tarmacebene fundiert. Die 60 cm starke Bodenplatte liegt auf Mittel- und Feinsandschichten von stark unterschiedlichen Lagerungsdichten auf. Deshalb wurde das ganze Bauwerk mittels Beton-Rammpfählen Ø 45 cm von bis zu 24 m¹ Länge in die unterhalb der unterschiedlich setzungsempfindlichen Sandschichten in die dicht gelagerte Moräne abgestellt.

Die ein Volumen von ca. 130'000 m³ umfassende Baugrube ist allseitig durch vertikale Baugrubenabschlüsse umrandet. Zur Hauptsache sind es Rühlwände; im Bereich des FIDO-Kanals wurden teilweise Spundwände gerammt.

Die Kellerbauten liegen bis zu 2,50 m¹ im Grundwasser. Während der Bauzeit der Kellergeschosse wurde das Grundwasser mittels Filterbrunnen, an einzelnen Stellen durch Wellpointfilter, bis unterhalb der Baugrubensole abgesenkt. Es wurde darauf geachtet, dass sich an den vertikalen Baugrubenabschlüssen kein Wasserdruck aufbauen konnte.

Die vertikalen Baugrubenabschlüsse sind durch je einen Erdanker pro Rühlwandfeld horizontal gestützt. Auf den Einbau einer Longarine konnte verzichtet werden. Die Kelleraußenwände sind mit der Rühlwand monolithisch verbunden. Da die Flugzeugabstellplätze am Dock, mit ihren beheizbaren Bodenfeldern aus 30 cm starkem Beton, sehr setzungsempfindlich sind und in den Kellerdeckenbereich ragen, musste dem Setzungsverhalten der Tarmacfläche im Bereich der Kelleraußenwände grosse Beachtung geschenkt werden.

2.2 Baukonstruktion unterhalb der Tarmacfläche

Die Kellergeschossbauten, das sind im Wesentlichen der ca. 12'500 m² grosse Gepäckkeller und die technischen Räume sowie der Fingerdockkanal von 230 m Länge, sind in Ortsbetonkonstruktion mit partiellen Vorspannungen der Träger und Stützstreifen ausgeführt.

Aus wirtschaftlichen Gründen wurde eine starre Grundwasserabdichtung mittels Sperrbeton gewählt. Alle Arbeitsfu-

gen sind nach dem Vandexverfahren abgedichtet. Die Kellerdecke im Bereich ausserhalb des Fingerdocks ist ebenfalls mittels einer starren Sperrbeton-Isolation abgedichtet; hier wurde zusätzlich das Vacuumverfahren zur Verdichtung der Betonoberfläche gegen anfallendes Meteorwasser ausgeführt. Die Anwendung von partieller oder teilweiser Vorspannung bietet besonders bei Betonbauten mit starrer Wasserisolation die Gewähr für eine möglichst rissfreie Konstruktion.

Bodenplatte: Die 60 cm starke Bodenplatte des Kellers wurde in den Stützenbereichen auf 110 cm verstärkt. Die Platte ist in 21 Felder von ca. 25x25 m¹ gegliedert und wurde kreuzweise zentrisch vorgespannt. Die Vorspannung verhindert die Bildung von Schwindrissen und vergrössert die Dichtigkeit der Bodenplatte. Um einen raschen Baufortschritt zu ermöglichen, kamen Rapid-Anker zur Anwendung. Diese Anker erlauben das Aufbringen der vollen Vorspannkraft beim Erreichen einer Betonfestigkeit von 20 N/mm². Spätestens 3 Tage nach dem Einbringen des Betons wurden die Kabel auf 100% gespannt. Bei den Arbeitsfugen sind die Kabel gekuppelt. Insgesamt wurden 14'900 m¹ BBRV-Kabel vom Typ 1000 (22Ø7) verlegt. 700 Stk. bewegliche Anker vom Typ A-Rapid, 530 Stk. feste Anker vom Typ S und 175 Stk. Kupplungen vom Typ Ka wurden verwendet (Fig.3).

Diese in beiden Hauptrichtungen der Bodenplatte aufgebrauchte Schwindvorspannung von ca. 1,12 N/mm² verhinderte das Auftreten von Schwind- und Temperaturrissen in der Anfangszeit des Bauwerkes. Dank der Leichtvorspannung in beiden Richtungen konnte die Bodenkonstruktion rissfrei gehalten werden.

Kellerdecke: Der im zentralen Bereich des Kellergeschosses liegende Gepäckkeller hat eine Grundfläche von ca. 9'100 m². Die Deckenstärke beträgt 60 cm und ist bei den Stützenbereichen bis 110 cm verstärkt. Beidseitig im Abstände von 6,25 m¹ zur Dockaxe, bilden 2 Differenzträger zusammen mit Unterzügen von 12,50 m¹ Länge, ein quadratförmiges Trägersystem. Seitlich davon wird die Decke bei den Stützen durch Flachpilze 5,00 m¹/5,00 m¹ verstärkt. Diese wirtschaftlichen Flachpilze wurden nur dort durch eingebaute Stahlpilze ersetzt, wo Installationen an der Deckenunterseite eine absolut flache Deckenunterseite erforderte. In der Längsrichtung des Docks betragen die Stützenabstände 12,50 m¹. In der Querrichtung des Docks sind die Stützenabstände 2,20 m¹/10,00 m¹/6,25 m¹/12,50 m¹/6,25 m¹/10,00 m¹/2,20 m¹. Dieser Stützenraster ist einerseits bestimmt durch die betrieblichen Installationen und

Belange des Gepäckkellers, andererseits musste er den Anforderungen der weitgehend vorgefertigten Aufbauten über Tarmac genügen. Die Lasten der Mittelstützen in Dokkaxe der Abflug- und Ankunftsebene wurden mit den oben erwähnten Unterzügen von 12,50 m¹ Länge abgefangen. Neben dem eigentlichen Gepäckkeller sind ca. 3'400 m² technische Räume untergebracht. Diese Kellergeschossbauten sowie der 230 m¹ lange FIDO-Kanal sind in konventioneller Stahlbetonkonstruktion ausgeführt. Die relativ kleinen Deckenspannweiten und die fehlenden Freiheitsgrade der Deckenbewegung der wandgestützten Kellerdecke ergeben keine Vorteile für die Vorspannung dieser Deckenteile.

Der 9100 m² grosse Deckenbereich des Gepäckkellers benötigte ca. 6'100 m³ Beton. Es wurden 6'010 m¹ BBRV-Kabel vom Typ 1900 (42Ø7) und 230 m¹ BBRV-Kabel vom Typ 1900 (31Ø7) verlegt (Gewicht der Vorspannarmerung ca. 741 kN), 280 Stk. bewegliche Anker A 1900 und 190 Stk. feste Anker Sq 1900, versetzt und 85 Stk. Kupplungen Ka 1900 vorgenommen. Das sind ca. 8,2 kg/m² Vorspannarmerung oder 12,2 kg/m³ Beton. Je nach Spannweite und Belastung sind pro Stützenstreifen 3–8 Kabel erforderlich. Alle Stützen im Kellergeschoss sind Vollstahlstützen. Zur Erhöhung des Brandwiderstandes wurde eine thermische Isolation von 3 cm auf die Stützen aufgebracht. Zu deren Schutz sind die Stützen mit Betonhalbschalen ummantelt.

2.3 Baukonstruktion oberhalb der Tarmacfläche

Die Wahl des Rohbaukonzepts erfolgte nach Massgabe der Wirtschaftlichkeit, der möglichst kurzen Bauernine, unter Berücksichtigung der betrieblichen Freizügigkeit und Flexibilität für spätere Anpassungen des Dockes an zukünftige Flugzeugtypen. Die langgestreckte prismatische Form mit ständiger Wiederholung der Bauelemente ergab zwangsläufig ein Rohbaukonzept in Vorfabrikation. Die Berücksichtigung aller wesentlichen Faktoren, wie die Wirtschaftlichkeit, kurze Bauernine, kostengünstiger Unterhalt der Bauten, und hier besonders auch die Belange der guten Schalldämmung etc., führten zum *System der massiven Vorfabrikation* mit Betonelementen.

Der Aufbau der Rohbaukonstruktion aus vorgefertigten Betonelementen erfordert ein flexibles Vorfabrikationssystem, das auf einen beliebigen Stützenraster aufgebaut werden kann. Die Aufgliederung der Baukonstruktion in vorgefertigte Elemente muss nach den Kriterien der industriellen Produktion erfolgen. Das bedeutet etwa, dass die einzelnen Elemente in möglichst grossen Serien produziert werden und ohne Schwierigkeiten zur Verwendungsstelle am Bau transportiert werden können. Als handlich in der Herstellung erweisen sich stabförmige Elemente, z. B. wie Stützen, Zuggurten, Profilträger, Rippenplatten und Fassadenelemente.

Die Grössen der Elemente sind weitgehend durch die Gebäudeabmessungen (Modul) und die Gewichtslimite pro Element vorgegeben. Dabei spielt die Gewichtslimite weniger beim Transport, als vielmehr bei der Montage der Elemente auf der Baustelle eine wichtige Rolle. Alle vorgefertigten Elemente, ausser den Fassadenelementen, sind im Spannbettverfahren vorgespannt.

Fingerdock: Die beiden Personen-Verkehrsebenen, Ankunft und Abflug, sind mit Stahlstützen im Stützenraster 12,50×6,25 m auf die Kellerkonstruktion des Gepäckkellers bzw. des Fingerdocks abgestützt. Die Dachebene ist im Stützenraster 12,50×12,50 m gestützt. Die Einführung einer Mittelstütze zur Halbierung des Grundrasters 12,50×12,50 m ermöglichte die Anwendung eines wirtschaftlichen Vorfabrikationssystems. Die beiden Höhenknoten der Ankunft- bzw. der Abflugebene sind durch das Konzept der Ladebrücken (Neigungen!) als Randbedingungen vorgegeben. Die Höhenverhältnisse bedingen eine stark eingeschränkte Bauhöhe der beiden Deckenkonstruktionen über Tarmac und dem Zwischengeschoss. Beide Decken sind gleich aufgebaut und haben eine Konstruktionshöhe von 48 cm. Über die 3 Vollstahlstützen spannt sich eine zentrisch vorgespannte Zuggurte 36/70 cm von 12,50 m¹ (Ankunft), resp. 20,50 m¹ (Abflug) Länge. Der 20,50 m¹ lange obere Zuggurt ist an den beiden Enden in den Fassadenflächen an den 1,20 m¹ hohen Hauptträger der Dachkonstruktion angehängt. Auf



Fig. 4. Aufbau Vorfabrikation - assemblage des dalles préfabriquées - Prefabricated deck assembly

den Zuggurten sind die 2,25 m¹ breiten und 12,50 m¹ langen, vorgespannten Rippenplatten ($h=40$ cm) aufgelagert. Über die Rippenplatten wird ein armierter, statisch wirkender Überbeton von 8 cm Stärke aufgebracht (Fig. 3). Das Zusammenwirken der montierten Elemente mit dem Überbeton wird durch Verbundbügel aus den Rippen der Platten und aus den Zuggurten gewährleistet. Der Überbeton integriert die stabförmigen, vorgefertigten Elemente (Zuggurte, Rippenplatten) zu einer Art Flächentragwerk mit deformationsgünstigen Verteil- und Durchlaufwirkungen.

Der Aufbau der Dachfläche ist ähnlich den unteren Deckenkonstruktionen. Anstelle der Zuggurte werden 1,20 m¹ hohe und 20,50 m¹ lange Hauptträger (Profilträger) über 2 Stahlstützen gelagert (Fig. 3). Darüber werden wieder 2,25 m breite und 12,50 m lange Rippenplatten montiert. Auf die Rippenplatten wird je nach Art der Aufbauten, ein 8–33 cm starker, statisch wirkender Überbeton aufgebracht.

Die Dachaufbauten (technische Räume) sind teilweise in Stahlkonstruktion mit Verbunddecken (Überbeton 10–15 cm) für Klimazentralen, oder dann in massiver Betonkonstruktion mit vorgespannten Flachdecken, für Räume mit lärm erzeugenden Aggregaten und Kompressoren (z. B. Druckluftzentrale) ausgeführt. Die 30 cm starken und 12,50 m¹ weit gespannten Flachdecken der Aufbauten wurden mit Cona-Kleinspanngliedern 0,6" (ca. 6550 m¹) vorgespannt. Die Vorspannung diente der Verhinderung eines zu grossen Durchhangs der äusserst schlanken Flachdecken (Deckenstärke: Spannweite=1:41).

Die horizontalen Windkräfte werden durch vertikale Treppe-, Lift- und Installationsschächte in Stahlbetonbauweise sowie durch den Schaft des Kontrollturmes aufgenommen. Durch den Zusammenschluss der einzelnen Bauwerksebenen an die vorher errichteten Steigschächte wurde die Rohbaukonstruktion horizontal stabilisiert.

Fingerwurzel: Die Tragkonstruktion der Fingerwurzel ist generell gleich aufgebaut wie das Fingerdock. Anstelle der Zuggurte, wurde bei der Decke über Tarmac ein zentrisch vorgespannter Träger 62/70 cm ausgeführt und die Rippenplatten ($h=40$ cm) ohne Einsattelungen darauf aufgelagert. Dieser einfachere Aufbau gegenüber dem Fingerdock war hier wegen der grösseren zulässigen Bauhöhe der Deckenkonstruktion möglich.

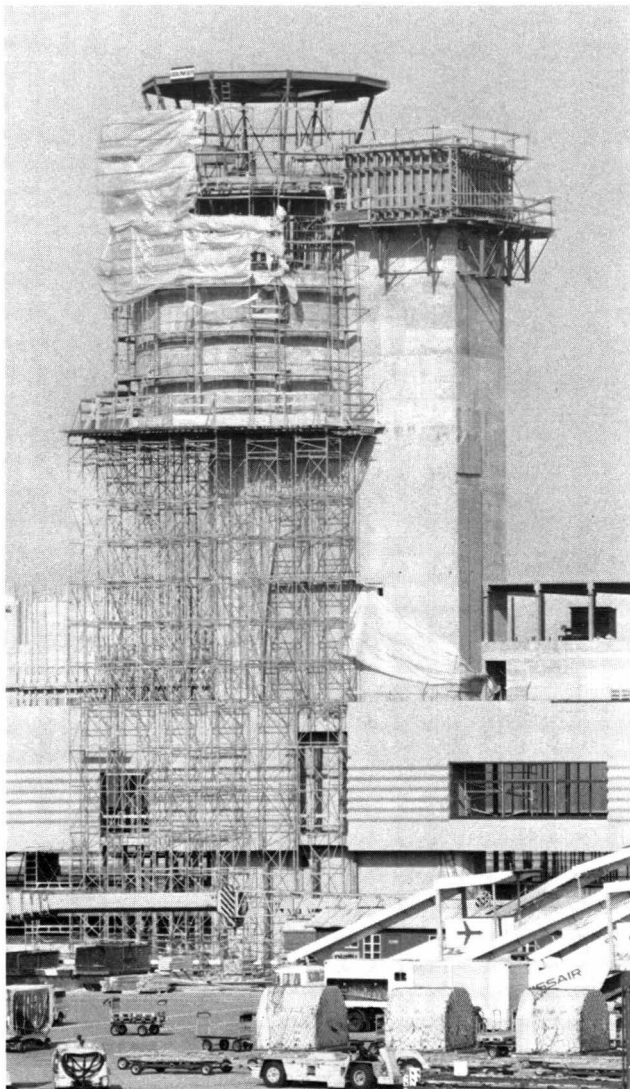


Fig.5. Kontrollturm - Tour de contrôle - Flight control tower

Die Dachkonstruktion ist gleich aufgebaut wie beim Fingerdock. Nur im Bereich des Anschlusses an den Terminal A und bei der zentralen Treppenanlage durchbrechen Oberlichtkonstruktionen die Standardausführung. Diese Oberlichtkonstruktionen sind weitgehend in konventioneller Stahlbetonbauweise ausgeführt.

Kontrollturm: Der neue Kontrollturm im mittleren Bereich des Fingerdocks ist mit seiner Höhe von ca. 45 m der dominierende Teil der ganzen Anlage. Die Abmessungen des Turmschaftes betragen im Querschnitt 5,60x12,04 m. Der rechteckige Turmschaft wurde in 2 Etappen mit einer Kletterschalung hochgezogen, wogegen die beiden runden Betonkanzeln G6+G7 konventionell mit Lehrgerüst erstellt wurden. Die beiden Turmkanzeln G8+G9 sind verglaste Stahlkonstruktionen mit Verbundblechdecken. Die Stahlkonstruktion der Decken wurde am Boden montiert und dann in einem Stück mit einem mobilen Pnekran am Bau auf die Stahlstützen versetzt.

3. Bauausführung

Die grosse Ausdehnung des Baustellenbereiches erlaubte die parallel gestaffelte Ausführung der Bauarbeiten. Während in einem Baustellenbereich noch an den Kellergeschossen gearbeitet wurde, montierten in einem anderen Bereich weitere Unternehmer die vorfabrizierten Elemente der Dockaufbauten (Fig.6). Bei stark gedrängten Bauermi-
nen war es von grosser Bedeutung ein gut spielendes Bauprogramm zu erstellen, das die Einsätze der vielen Unternehmergruppen koordinierte. Einzelne Bereiche, wie z.B. der Kontrollturbereich, wurden im Bauprogramm vorge-

zogen, so dass in etwa zur gleichen Zeit die Rohbauarbeiten des ganzen Fingerdocks von 450 m¹ Länge abgeschlossen wurden.

Kellergeschosse: Die Bodenplatte wie auch die Kellerdecke wurden in 21 Betonieretappen von ca. 25x25 m¹ aufgeteilt und schachbrettartig betoniert. Eine Betonieretappe hatte etwa das Volumen von 400–500 m³ Beton. Dank der Vakuumierung der Oberfläche der Kellerdecke war eine eigentliche Wasserabdichtung der Decke nicht notwendig. Der Abstand der Dilatationsfugen beträgt im Maximum 50 m¹.

Aufbauten über Tarmac: Die schnelle Montage der mehrstöckigen, vorfabrizierten Tragkonstruktion erforderte die Beachtung der Stabilität des Bauwerkes im Bauzustand. Die horizontale und vertikale Stabilität des Bauwerkes ist erst nach dem Aufbringen und dem Erhärten des Überbetons gesichert. Im Bauzustand wurden somit temporäre Montagesperrungen mit Schrägstreben bei den Stützen und vertikale Spriessungen bei den Trägern notwendig. Mittels Montageschweissungen sind die Stahlstützen mit den vorfabrizierten Trägern verbunden.

Durch die gute Koordination der Arbeiten auf der Baustelle war es möglich, dass die meisten der bis zu 163 kN schweren Betonelemente direkt ab Transportfahrzeug mittels eines mobilen Kranes übernommen und am Bau montiert werden konnten (Fig.4).

Hanspeter Huber

Kennzahlen

Länge Gebäude	450 m
Breite Gebäude	20 m
Volumen	300000 m ³ SIA
Baukosten	205Mio. Fr.

Materialaufwand Rohbau

Aushub	130000 m ³
Rammpfähle	15 km
Rühlwände	6000 m ²
Eisenbeton	40000 m ³
Schalungen	82500 m ²
Vorspannkabel	25 km
Armierungen	4000 t
Stahlstützen	650 t
Betonelemente Tragsystem	1000 Stk.
Betonelemente Fassade	500 Stk.

Zusammenfassung: Der neue Fingerdock A dient der Aufwertung des Flughafens Kloten und bietet 14 weitere gebäudenahe Flugzeugabstellplätze an. Die unter der Verkehrsebene Tarmac liegenden Kellergeschosse dienen den technischen Einrichtungen, besonders der Gepäcksortierung.

Die unter Tarmac liegenden Bauten sind in konventioneller Stahlbetonkonstruktion mit partiellen Vorspannungen der Bodenplatte und der Kellerdecke ausgeführt. Die kreuzweise aufgebrachte leichte Vorspannung von 1,1 N/mm² der Bodenplatte verhinderte das Auftreten von Schwindrissen. Durch Kuppelungen der Kabel bei den Arbeitsfugen und 100% Vorspannen nach nur 3 Tagen wurden die Baulermine verkürzt. Die Träger- und Stützstreifenvorspannung der Kellerdecke ermöglichte ebenfalls die Straffung der Baulermine durch frühere Ausschalfri-
sten der Decke.

Die Tragkonstruktion über Tarmac ist mit vorgespannten, stabförmigen Betonteilen aufgebaut. Alle Elemente sind im Spannbettverfahren mit Vorspannlitzen 1/2" (V=132 kN) vorgespannt. Zur Stabilisierung der Konstruktion der Lastverteilung und der Erzeugung von Durchlaufwirkungen dient ein armierter Überbeton. Die vertikalen Steigschächte sind betoniert und stabilisieren den Bau gegen horizontale Kräfte. Alle Stützen sind Vollstahlprofile. Dank der Anwendung von teilweise vorgespannten Betonkonstruktionen und der Verwendung der vorgespannten, vorfabrizierten Bauelemente konnte der Rohbau des Fingerdocks in nur 19 Monaten ausgeführt werden.

Résumé: La nouvelle jetée d'embarquement A sert à revaloriser l'aéroport de Kloten et offre 14 places supplémentaires de stationnement pour avions, situées à proximité des bâtiments. Les sous-sols situés en dessous de l'aire de stationnement servent aux installations techniques, et en particulier au triage des bagages.

Les bâtiments situés sous l'aire de stationnement ont été réalisés en béton armé traditionnel et comprennent un radier, ainsi qu'une dalle sur sous-sol partiellement précontraints. La légère précontrainte de 1,1 n/mm² appliquée de manière bidirectionnelle était destinée à empêcher la formation de fissures de retrait. Les délais de construction purent être raccourcis grâce aux

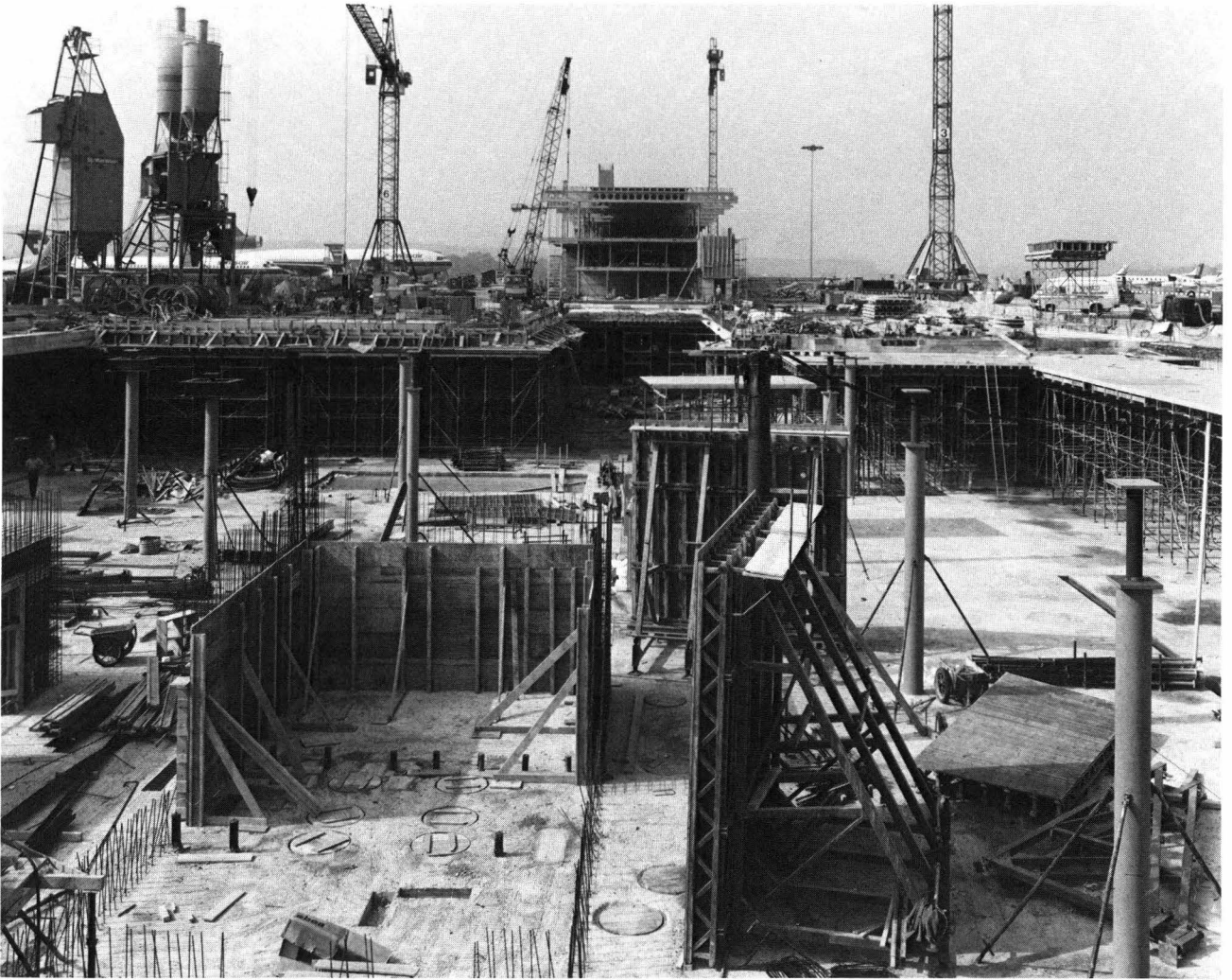


Fig.6. Bauausführung - Exécution - Construction work

accouplements au droit des joints de travail et à la mise en précontrainte à 100% après 3 jours. La précontrainte des sommiers, ainsi que la précontrainte en bandes d'appui de la dalle sur sous-sol tendirent également à raccourcir les délais de construction, grâce au décoffrage plus rapide de la dalle. La structure porteuse sur l'aire de stationnement est conçue en éléments précontraints en forme de barres. Tous les éléments ont été précontraints par adhérence à l'aide de monotorons d'un 1/2" ($V=132$ kN). Les problèmes de stabilité, de répartition des charges et d'effets de continuité furent résolus à l'aide d'un surbéton armé. Le contreventement du bâtiment est assuré par les cages d'escalier en béton. Tous les piliers sont constitués par des profilés pleins en acier. Grâce à l'application de la précontrainte partielle et à l'utilisation d'éléments préfabriqués précontraints, le gros œuvre de la jetée d'embarquement put être réalisé en moins de 19 mois.

Summary: The new Fingerdock A upgrades the Kloten Airport and provides 14 additional close-in aircraft gates. The basement floors, under the ground-level tarmac, house the technical facilities and, in particular, baggage handling.

The structures below the tarmac are of conventional steel-concrete construction with partial prestressing of the floor slab and basement ceiling. The slight prestressing of 1.1 N/mm^2 , applied crosswise to the floor slab, prevents the occurrence of shrinkage cracks. By coupling the cables at construction joints and through 100% prestressing after only 3 days, the construction time could be shortened. Prestressing of the longitudinal and vertical basement ceiling supports also contributed to shortening the construction time by permitting earlier stripping of the forms from the ceiling.

The support structure above the tarmac consists of prestressed concrete components with bar-like dimensions. In the pretensioning process, all elements are prestressed with 0.5 inch strands ($V=132$ kN). Reinforced structural concrete is used for stabilizing the construction, load distribution and generation of traversing effects. The vertical shafts are reinforced with concrete and stabilize the building against horizontal forces. All columns are solid steel shapes.

Thanks to the application of partially prestressed concrete components and use of prestressed, prefabricated concrete building elements, the basic structure of the fingerdock could be completed in only 19 months.

Verankerte Stützmauer bei der Abwasserreinigungsanlage im Gebiet Vai in Chiasso-Vacallo

Bauherr: Abwasserreinigungsverband Chiasso und Umgebung, Chiasso
 Projektverfasser: Ingenieurbüro Mario Malfanti, dipl. Ing. EPFL, Chiasso
 Bauunternehmung: C.S.C., Lugano
 Anker: VSL
 Baujahre: 1984-1985

Allgemeines

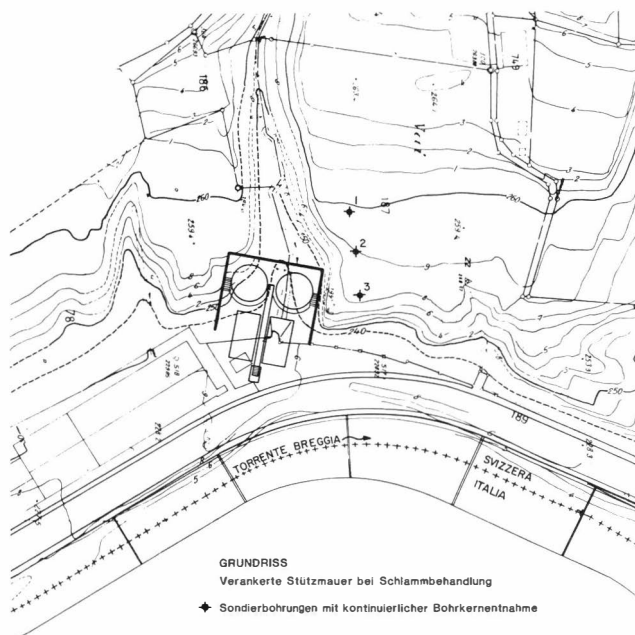
Im Gebiet von Vai, auf dem linken Ufer des Baches Breggia, an der Grenze zwischen der Schweiz und Italien (Grenzübergang Pizzamiglio), entsteht in der Gemeinde Vacallo die Abwasserreinigungsanlage des Abwasserreinigungsverbandes Chiasso und Umgebung. Um den Bau des Teiles «Schlammbehandlung» der Anlage zu ermöglichen, waren umfangreiche Bodenabtragungen am Hügel notwendig, der sich oberhalb von Pizzamiglio gegen Vacallo hinzieht. Nach Abschluss der Arbeiten wird die Anlage die Schmutzwasser der Verbandsgemeinden in einem dreistufigen System (mechanisch-biologisch-chemisch) reinigen. Die Inbetriebnahme ist für Ende 1987 geplant.

Geologie

1981 wurden aufgrund von drei Sondierbohrungen mit kontinuierlicher Bohrkernentnahme, die auf dem den Talboden überragenden Terrainvorsprung auf der Seite Pizzamiglio ausgeführt wurden, geologische Abklärungen getroffen (Fig. 1).

Die so untersuchten Ablagerungen erwiesen sich als sehr konsistentes Moränenmaterial, dessen Verfestigung allerdings sehr unterschiedlich war und «die Tendenz hatte, von aussen nach innen und von oben nach unten abzunehmen». Die geotechnischen Kennwerte bestätigen diese Feststellung, die aus der Analyse der Bohrkern gemacht werden konnte. In den Ausführungsphasen ergab sich die Möglichkeit, die Charakteristiken des bei den Unterfangungsarbeiten (Mauern und Verankerungen) angetroffenen Bodens laufend lokal nachzuprüfen.

Fig. 1. Grundriss. Verankerte Stützmauer im Bereich Schlammbehandlung – Plan. Mur de soutènement ancré dans le domaine du traitement de la boue – Ground plan. Anchored retaining wall in the mud treatment area



Für die Bemessung wurden folgende Werte angenommen:

$$\Phi = 42^\circ$$

$$\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 20 \text{ kN/m}^2$$

Beschreibung des Projektes

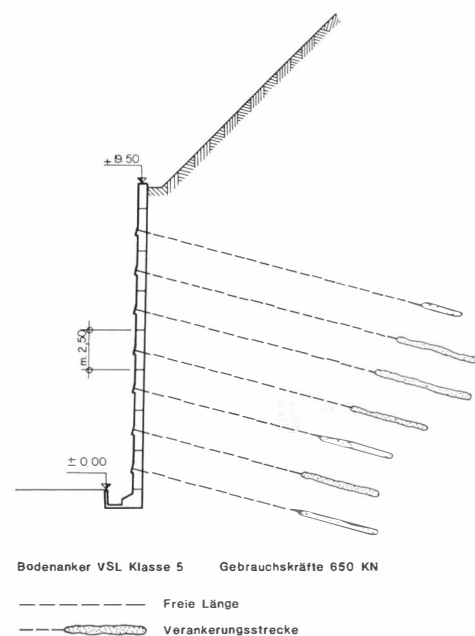
Statisches Konzept der verankerten Wand

Für die verankerte Wand wurde folgendes statisch-konstruktives Konzept gewählt:

- Aus Stahlbetonplatten bestehende Wand; die Platten wurden in wechselnden Sektoren und Etappen direkt gegen den natürlichen Boden betoniert.
- Sieben Verankerungsebenen für eine maximale Höhe von 20 m.
- Permanente Bodenanker (Klasse 5, Sicherheitsfaktor 1,8), deren Verankerungsstrecke für den Fall eines ungenügenden Tragvermögens nachinjiziert werden konnte.
- Anker im Zentrum jeder Platte mit Abmessungen von 2,50x2,50 m und einer Dicke von 0,45 m.
- Es wurden 89 Anker Typ VSL 5-7 (Querschnitt der Litzen je 99 mm², Prüfkraft je Anker 1034 kN) und 6 Anker des Typs 5-4 (Querschnitt der Litzen ebenfalls je 99 mm², Prüfkraft 591 kN) in 95 von 190 erstellten Platten eingebaut.

Länge der Anker:
 freie Länge: 10 bis 17,50 m
 Verankerungsstrecke: 4,50 bis 6,0 m
 Gesamtlänge: 15 bis 23,50 m
 Gebrauchskräfte:
 400 bis 650 kN (Fig. 2)

Fig. 2. Querschnitt – Coupe en travers – Cross section



Sicherungskonzept während der Ausführungsphasen und im Endzustand

Ausführungsphasen:

- Einbau zweier Testanker, die positive Ergebnisse zeitigten. $V_p=1170 \text{ kN}=1,8 V_d$
- Kontrolle der lokalen Bodencharakteristiken; Vergleich mit den Vorhersagen.
- Generelle Anwendung besonderer Ankerköpfe, VSL Typ EA 5–7, welche kurzfristig eine umfassende Kontrolle der momentanen Spannkraft im Anker und somit auch ein Nachspannen nach Abschluss der Arbeiten ermöglichen (Fig. 3).
- Einbau besonderer elektrischer Kraftmessdosen zur Überwachung der Anker (6 Stück in zwei aussagekräftigen Vertikalebene, Fig. 4).
- Eventuelle äussere geodätische Kontrollen.
- Möglichkeit der Nachinjektion der Anker.
- Möglichkeit, neue Anker in die nicht verankerten Platten einzubauen, für den Fall, dass sich die Bodencharakteristiken lokal nicht so vorteilhaft erwiesen hätten wie ursprünglich angenommen (Diese Situation trat in der Ausführungsphase weder global noch lokal auf).

Definitiver Zustand:

- Einbau von Drainagen, damit sich keine hydrostatischen Drücke aufbauen (Fig. 5).
- Kontrolle aller Anker möglich.
- Möglichkeit, neue Anker einzubauen, falls sich beispielsweise Korrosionsprobleme ergeben sollten.

Aushubmethoden:

- Der Aushub erfolgt in Etappen, deren Höhe mit der Höhe der Platten (2,50 m) übereinstimmt.
- Die Platten werden abwechslungsweise in Sektoren erstellt und verankert.

Ausführungsvorgang

Bodenabtrag

Während des Aushubes zur Profilierung der Böschungen wurde zuerst die weiche tonig-siltige Deckschicht entfernt. Ein grosser Teil des daunterliegenden moränigen Materials erwies sich als stark verfestigt, so dass der Abtrag mit normalen Abbaumitteln problematisch oder mindestens nicht rentabel erschien. Man musste daher zum Abbauhammer, der auf einem Bagger befestigt war, und zu Sprengstoff greifen.

Verankerte Platten

Die Wahl von Platten mit standardisierten Abmessungen erlaubte es, mit wiederverwendbaren Schalungen zu arbeiten. Von der zweiten Reihe weg wurde die Schalung zu der oberen Platte festgemacht. Da die Armierungen in beiden Richtungen von der einen Platte zur anderen durchgehen, war der unteren Abstützung spezielle Aufmerksamkeit zu schenken. Die vertikale Armierung wurde in vorgebohrte Löcher im Boden eingesetzt, die lokal mit dem Druckluft-

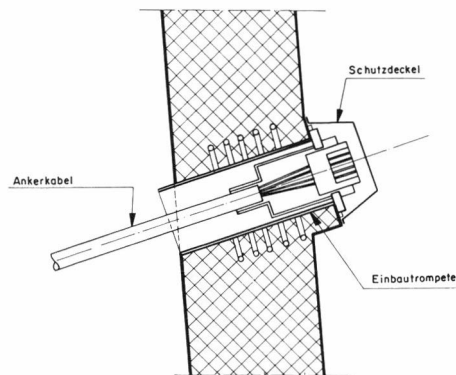


Fig. 3. Detail Ankerkopf – Détail de tête d'ancrage – Detail of anchor head (VSL Type EA35 5–7)

hammer im verfestigten Grund ausgeführt worden waren (Fig. 5).

Bohren der Löcher, Injizieren und Spannen der Anker

Bohrlöcher: Spezielle Aufmerksamkeit wurde jenen Fragen geschenkt, die im Zusammenhang mit dem Bohren der Löcher für die Anker standen. Sowohl in der Projektierungs- als auch in der Vergebungsphase wurde darauf hingewiesen, dass beim Bohren mit einiger Wahrscheinlichkeit Schwierigkeiten auftreten könnten; dies im Blick auf die zu erwartenden Bodencharakteristiken. Daher wurde die Verwendung ungeeigneter oder zu schwacher Geräte untersagt.

Injektion: Die Möglichkeit der Nachinjektion der Verankerungsstrecke durch eine spezielle Ausbildung der Anker, garantierte deren Tragfähigkeit (Sekundäinjektion). Schon bei der Ausführung der Primäinjektion wurde ein erhöhter Verbrauch an Zementmörtel festgestellt, z. B. beim Auftreten von Hohlräumen oder von trockenem Boden mit erheblicher Makroporosität. Es war allerdings nie nötig, zur Nachinjektion der Anker zu schreiten.

Spannen der Anker: Das Spannen der Anker wurde gemäss Norm SIA 191 mit einfacher und vollständiger Spannkontrolle ausgeführt. Alle Anker erfüllten die Bedingungen der Norm.

Abbau des zentralen Teiles

Der Abbau war zunächst in einem zentralen Bereich und mit darauffolgender Inangriffnahme der in den verschiedenen Sektoren verbliebenen Keile vorgesehen. Alles hätte auf derselben Arbeitsebene erfolgen sollen.

Im Laufe der Ausführungsphase sah sich die Bauleitung, mit Zustimmung der ausführenden Unternehmung, aber veranlasst, zuerst die seitlichen Aushübe sektorenweise ausführen zu lassen; erst in einem zweiten Schritt wurde der zentrale Kern entfernt.

Im oberen Teil erleichterte dies den Zugang zur Baustelle, welcher für die drei Plattenreihen von oben, längs des Talbodens, erfolgte.

Fig. 4. Ansicht der fertigen Wand. Kraftmessdosen (6 Stk.) – Vue du mur complète. Six dispositifs de mensuration des forces – View of completed wall. Six load measuring gauges

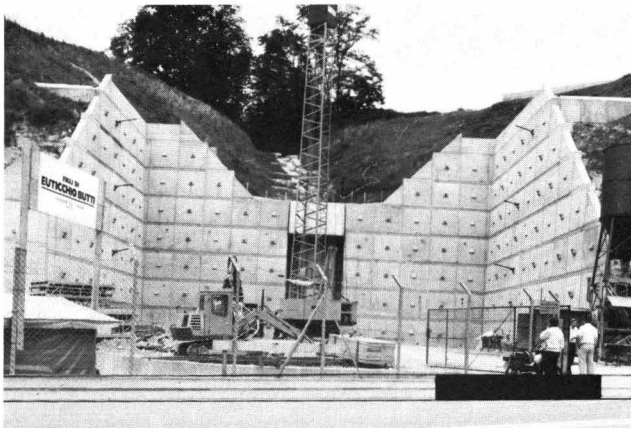


Fig. 5. Bauzustand mit vertikaler Drainage. Vorbohren der Löcher für vertikale Anschlussarmierung – Phase d'exécution avec drainage vertical. Percage des trous pour le treillis de raccordement – Construction stage with vertical drainage. Drilling the holes for the connecting steel mesh



Schlussfolgerungen

Die vom Projekt den Ankerarbeiten zugewiesene Aufgabe zeigte sich als absolut der Notwendigkeit und der Realität entsprechend. Der Boden erwies sich in der Tat geotechnisch als sehr vorteilhaft und mit besten Charakteristiken hinsichtlich Druckfestigkeit und Stabilität. Es war daher nicht nötig, zusätzliche Verankerungen in den «leeren» Platten einzubauen. Insgesamt resultierte ein technisch gutes und den Erwartungen entsprechendes Werk. Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit lässt sich sagen, dass sich sowohl die Gesamtkosten als auch die Kosten einzelner Teile im üblichen Rahmen vergleichbarer Objekte bewegten.

Graziano Genini

Zusammenfassung: Die verankerte Stützmauer im Gebiet von Vai ist Teil der Abwasserreinigungsanlage Chiasso und Umgebung. Sie liegt in einem Moränengebiet, das teilweise verfestigt ist. Die Stützmauer besteht aus Stahlbetonplatten (2,50×2,50×0,45 m), welche alternierend und in verschiedenen Stufen hergestellt worden sind. Die Hälfte dieser Platten sind mit permanenten Ankern versehen (VSL EA35 5-7, Litzquerschnitt 99 mm², Prüflast 1034 kN). Die freie Ankerlänge variiert zwischen 10,0 und 17,50 m und die Gebrauchskraft zwischen 400 und 650 kN. Die generelle Verwendung eines

speziellen Ankerkopfs erlaubt und wird auch künftig erlauben, die Ankerkraft laufend zu kontrollieren und die Anker bei Bedarf nachzuspannen.

Résumé: La paroi ancrée érigée dans la zone de Vai fait partie des structures nécessaires à la construction de la station d'épuration de Chiasso et des environs. Le complexe se trouve dans un terrain composé de sédiments de moraine en partie consolidés. La paroi ancrée, formée de panneaux en béton armé mesurant 2,50×2,50×0,45 m, a été érigée par étapes et segments alternés. La moitié des panneaux a été ancrée par un tirant permanent de type VSL EA35 5-7 (7 torons de 99 mm², charge d'épreuve 1034 kN). La longueur libre varie entre 10,0 m et 17,50 m, la charge utile va de 400 kN à 650 kN. Les têtes d'ancrages spéciales de type ont permis et permettront dans le futur un contrôle constant de la force d'ancrage ainsi qu'une éventuelle remise en tension.

Summary: The anchored wall in region called Vai is part of the structures required in the construction of the waste water treatment plant of Chiasso and surroundings. The structure is in a zone of moraine sediments which are partly cemented. The anchored wall consists of reinforced concrete panels of dimensions 2.50×2.50×0.45 m constructed in alternate sectors and stages. Half of these panels are anchored by means of permanent VSL anchors EA35 5-7 (with strands of 99 mm² and a proof load of 1034 kN). The free anchor length varies from 10.00 to 17.50 m, the service load from 400 to 650 kN. The general use of special anchor heads has allowed and will also allow in future to continuously check the anchor force and to restress the anchors whenever required.

Centre Artisanal Commercial Industriel des Baumettes à Renens

<i>Maître d'ouvrage:</i>	Centre Artisanal Commercial Industriel des Baumettes (CACIB) S.A., Renens
<i>Architecte:</i>	R. Gonin S.A., Renens
<i>Ingénieur structures:</i>	Boss Ingénieurs civils S.A., Renens
<i>Entreprise:</i>	Consortium M. Rusconi & Cie S.A. - R. Pezzani S.A., Renens
<i>Précontrainte:</i>	Stahlton S.A., Lausanne
<i>Préfabriqués:</i>	Igeco S.A., Ettoy
<i>Années de construction:</i>	1984/1985

Introduction

Renens, 17'000 habitants, située dans l'Ouest lausannois, imbriqué dans plusieurs communes (Chavannes, Ecublens, Crissier, Bussigny) a perdu au cours du temps de nombreuses usines qui n'ont pas trouvé, faute de place, la possibilité de s'agrandir. Il y avait donc danger pour elle de devenir cité dortoir.

Le manque de réserve en terrains industriels a incité la Société Industrielle et commerciale (SIC) à prendre l'initiative du CACIB. La Municipalité prenant part à l'action, une société anonyme CACIB S.A. fut créée avec 60% du capital action à la Commune, et 40% à la S.I.C.

Divers projets ont été envisagés et c'est après plusieurs années d'étude et de recherche de financement qu'une solution a été retenue avec, en 1983, la décision de construire. Les travaux de structures porteuses ont duré 8 mois et coûté 6,5 millions.

Description de l'ouvrage

Contrairement à ce que l'on pourrait penser, le CACIB n'est pas une «grande surface» mais un centre où viendront s'implanter de l'artisanat, de la petite et moyenne industrie et du commerce lié à l'artisanat et à l'industrie. La construction du bâtiment est prévue en 2 étapes afin de permettre un financement équilibré en fonction des ventes et des locations.

En phase finale, ce complexe comprendra 6 blocs principaux regroupés autour des parkings et des zones d'accès par camions; la surface totale des planchers mis à disposition sera de l'ordre de 22'000 m². Ils sont séparés en élévation et liés en fondation.

En phase initiale (1ère étape), 4 blocs sont construits avec parkings et accès pour camions. Cette 1ère étape sera terminée fin octobre 85 et représentera 13'500 m² de planchers à savoir:

- bloc A (1'600 m²) et bloc B (8'000 m²) avec 4 niveaux + attique
- bloc C (2'850 m²) et bloc D (1'050 m²) avec 4 niveaux
- 200 places de parc.

La hauteur des étages est de l'ordre de 3,0 m¹ pour le bloc A et de 4,0 m¹ pour les autres blocs. La trame porteuse ponctuelle est de 7,80×7,80 m pour l'ensemble des blocs et du parking avec des porte-à-faux de 1,8 m¹ pour le bloc B et de 3,8 m¹ pour le bloc A. Les surcharges admises sont de 500 kg/m² à 1'000 kg/m². Les façades sont réalisées en éléments préfabriqués lourds reposant sur les bords de dalles.

Fondations

Les fondations du CACIB sont de 2 types; les blocs A à D sont fondés sur radier (ép. 76 cm) alors que le bloc P (parking) est fondé sur des semelles isolées (ép. 50 cm).

Une étude géotechnique générale a été faite par le laboratoire Schopfer et Karakas alors qu'une analyse de détail du sous-sol a été exécutée par Géotest S.A. Ces études ont été réalisées à partir de sondages carottés ou exécutés à la pelle rétro et de battages au pénétromètre.

Les types de sols rencontrés sont les suivants:

- *couverture* (ép. de 0,2 à 1,0 m¹): terre végétale, limon argileux à sableux, beige-brun, tendre
- *moraine altérée* (ép. de 0,4 à 3,5 m¹): limon sableux et graveleux, brun-rouge, peu à moyennement compact
- *moraine saine* (ép. de 2,6 m¹): limon sableux et graveleux, gris-beige, assez compact à compact, sable limo-



Fig. 1. Fundamentplatte Block B. Untere Armierung und Kabel Typ BBRV 1000 – Dalle de fondation du bloc B. Armatures inférieures et câbles de précontrainte BBRV 1000 – Foundation slab of block B. Bottom reinforcement and type BBRV 1000 prestress cable.

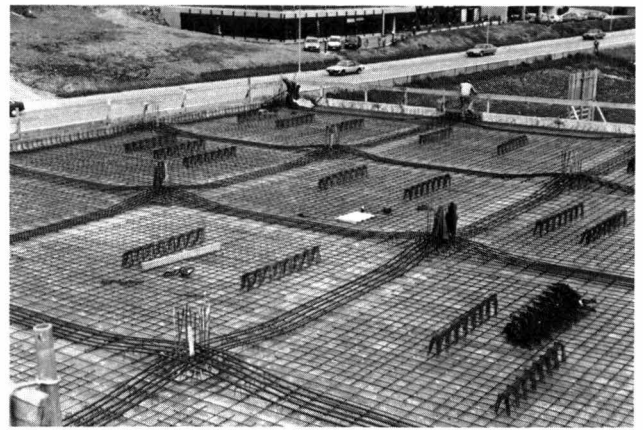


Fig. 2. Decke über Niveau 3, Block C. Stützstreifenvorspannung mit Kabeln Typ Cona – Câblage type Cona pour la précontrainte des bandes d'appui. Dalle sur niveau 3, bloc C – Slab over level 3, block C. Supporting strips prestressing by means of type Cona cable



Fig. 3. Ansicht der Tragkonstruktion, Block A, B und D – Vue d'ensemble de la structure porteuse. Blocs A, B et D – Overall view of supporting structure, blocks A, B and D.

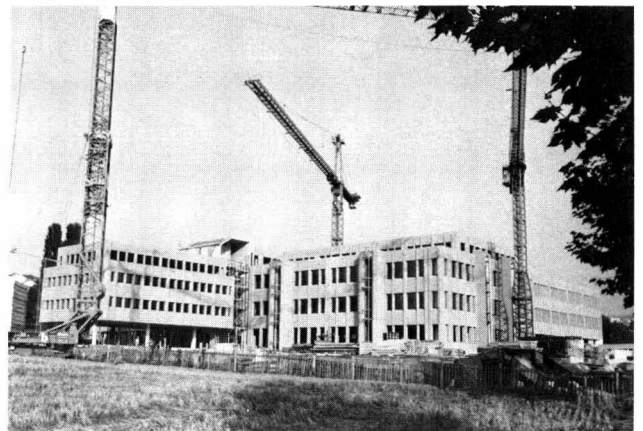


Fig. 4. Gesamtansicht der ersten Etappe – Vue d'ensemble de la 1ère étape – Overall view of the first stage

neux et graveleux, lâche
 – présence d'eau sous forme de *nappe phréatique* flottante aussi bien dans la moraine saine qu'altérée.
 Les taux de compression sur le sol ont été admis de 10 t/m² à 12 t/m² pour limiter au maximum les tassements et les tassements différentiels.
 Ces contraintes ont pu être admises du fait que les fondations ont été descendues jusqu'à la moraine saine avec curage de toutes les surfaces et zones douteuses (moraine altérée de mauvaise qualité) et remplacement par du tout-venant compacté.
 Des contrôles systématiques ont montré que les dits tassements ne dépassaient pas 2 cm, soit moins que les prévisions géotechniques.
 Pour assainir le sous-sol, une couche drainante de 20 cm de boulets 30–50 mm a été exécutée. Ce système de fondation donne toute satisfaction et a permis un assainissement de l'ensemble de la zone construite.

Structure porteuse

La structure porteuse est composée d'un radier, de colonnes en béton armé et de dalles en béton armé précontraint.
 Les colonnes sont circulaires et leur diamètre varie de 100 cm (niveau 1, blocs B et C) à 35 cm (attiques). Les dalles varient de 34 cm d'épaisseur (surcharge 1'000 kg/m² et bloc A 500 kg/m² mais un porte-à-faux de 3,8 m¹) à 26 cm (attiques). Le radier comme déjà dit est de 76 cm d'épaisseur. Les cages d'escaliers et d'ascenseurs créent les contreventements et permettent d'y loger les conduites pour les fluides.
 Pour la 1ère étape en voie de terminaison, il a été utilisé environ 16'000 m³ de béton, 1'000 tonnes d'acier (environ 63

kg/m³), 90 tonnes de précontrainte (environ 5,5 kg/m³) et 48'000 m² de coffrage.
 Le système de précontrainte est du type «bandes d'appuis» avec des groupes de 4 câbles injectés de 100 tonnes chacun pour les radiers et de 5 câbles pour les dalles du bloc A; des câbles injectés de 250 tonnes ont été utilisés pour des sommiers dans le bloc D et C.
 Partout ailleurs ce sont des câbles monotorons graissés de 18 tonnes type «Cona» par groupes de 8 à 12 câbles selon les dalles et les surcharges. Des câbles monotorons injectés de 18 tonnes ont été utilisés dans le bloc C pour des raisons liées aux abris PC.
 La forme des câbles est trapézoïdale et non parabolique pour des raisons de facilité d'exécution. La précontrainte moyenne est de l'ordre de 6,5 à 7 kg/cm² et équilibre à 110% les charges permanentes (poids propre, chape, galandages).

Choix de la précontrainte en bandes d'appuis

Le système admis pour cet ouvrage avec la précontrainte en bandes d'appuis (armature active) et sa combinaison avec les armatures passives représente les avantages suivants:

- dalles minces sans sommiers et champignons
- grandes surfaces sans joints (bâtiment B, 2'000 m² sans joints)
- possibilité d'assemblage de plusieurs étapes de bétonnage utilisée notamment pour lier les radiers des blocs entre eux, diminution de l'effet de tassements différentiels et réaliser des grandes dalles par étapes
- rapidité d'exécution avec décoffrage au bout de 7 jours au maximum sans nécessité d'étayage ultérieur
- limitation des déformations permanentes

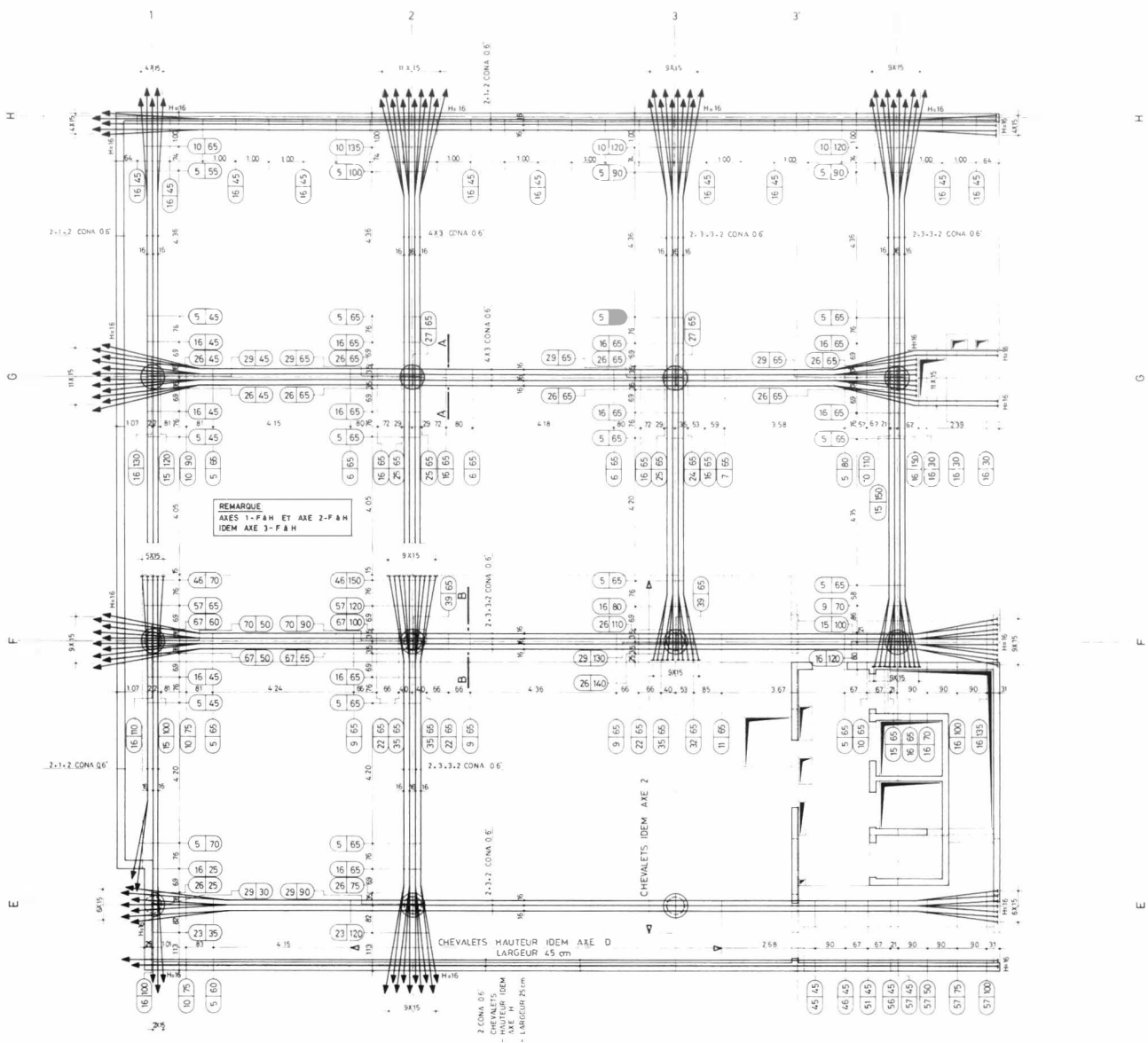


Fig. 5. Block A. Dalle über Niveau 1. Grundriss und Kabelplan – Block A. Dalle sur niveau 1. Vue en plan et câblage – Block A. Slab over level 1. Plan and disposition of the prestressing cables

- limitation, voir élimination de la fissuration due au retrait hydraulique, thermique et aux reprises de bétonnage
- nette amélioration de la résistance au poinçonnement
- possibilité de mise en tension par étape pour s'adapter à l'augmentation des charges (cas des radiers).

Ce système de précontrainte offre de grandes possibilités de transformations et modifications ultérieures par rapport au système de précontrainte en «tapis» ou uniformément répartie.

Il nécessite toutefois des précautions par le fait que les zones de passages des câbles doivent être «protégées» et considérées «intouchables». Nous avons résolu ce problème au CACIB en peignant en jaune les dites zones, ce qui permet aux exploitants de cerner les possibilités d'intervention dans les dalles.

Choix des bétons et des méthodes de contrôle

Un soin particulier a été pris pour choisir la qualité des bétons, effectuer les contrôles lors de l'exécution et prendre toutes les précautions en période hivernale et estivale puisque les travaux de bétonnage se sont déroulés sans interruption de novembre 1984 à juin 1985. Le béton était fourni par une centrale extérieure au chantier (Crissier) et nécessitant le transport du béton frais.

Essais préliminaires

Ils ont été faits à la fois sur les agrégats et sur les bétons en collaboration avec M. Alou, ingénieur responsable du Labo-

ratoire des Matériaux Pierreux de l'EPFL. Cela était nécessaire parce que nous cherchions à obtenir un béton compact, avec un minimum de retrait et assurant à 7 jours 300 kg/cm² et 350 kg/cm² minimum à 28 jours de résistance à la compression sur cube.

Ces essais nous ont permis de définir des courbes granulométriques se trouvant dans le fuseau des normes SIA avec des agrégats 0-30 et 0-50. Les agrégats 0-50 se justifiaient parfaitement avec les épaisseurs des radiers et dalles à exécuter. Les essais ont d'ailleurs donné de meilleurs résultats pour le 0-50 que le 0-30 avec même dosage, confirmant les constatations faites sur d'autres chantiers. Pour des raisons de mauvaise fabrication et de mise en place, le 0-50 a dû être abandonné.

Le dosage en ciment a été fixé à 300 kg/m³; il aurait éventuellement pu être baissé, mais nous l'avons maintenu pour compenser le manque de «fines» dans la courbe granulométrique; ce manque de «fines» est chronique et provient à notre avis d'un lavage exagéré des agrégats et à partir de là de l'élimination des limons.

Le slump a également été fixé pour obtenir un béton frais «terre humide» facile à mettre en place avec une quantité d'eau optimale.

Contrôles lors de l'exécution

Le choix des bétons ayant été fait, il fallait vérifier l'exactitude de leur composition avant et pendant la mise en place. A cet effet, nous faisons systématiquement les contrôles suivants:

- fabrication et essai à la compression de cubes 20/20/20 à

raison de 6 cubes par prélèvement avec 3 cubes essayés à 7 jours et 3 cubes à 28 jours; rythme d'intervention 1, 2 voir 3 fois par dalle, mais de manière moins systématique pour les colonnes. Ces essais étaient absolument nécessaires pour la mise en tension des câbles de précontrainte.

- essais au scléromètre avant chaque mise en tension. Ces essais donnaient à chaque fois des résultats très proches de ceux effectués en laboratoire sur cube et avec les mêmes bétons.
- prélèvement systématique de béton frais sur le chantier selon les directives de la SIA et essais immédiats en laboratoire pour vérifier la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau et la densité. Cette méthode nous a permis de déceler des sous-dosages et des perturbations dans la courbe granulométrique dues à un dérèglement des balances électroniques servant à la fabrication des bétons avec la boîte de Walz, en donnant comme critère moyen 1,2 pour le rapport 50/(50-s), ce qui correspond à un affaissement du béton après vibration de 8 cm; les limites admises, mais non conseillées, pouvant aller de 6 cm à 10 cm d'affaissement.

Ces contrôles lors de l'exécution ont permis non seulement de vérifier la qualité des bétons exigés, mais également d'en assurer la régularité tout en permettant de corriger immédiatement les défauts décelés.

Précautions en périodes hivernale et estivale

Le programme prévu exigeant des bétonnages durant la période hivernale particulièrement rude fin 1984/début 1985, les précautions suivantes cumulées ont été prises:

- pour les radiers, murs et dalles, multiplication des étapes de bétonnage (le retardateur de prise n'étant pas admis), chauffage des agrégats et de l'eau.
- pour les radiers, protection des zones bétonnées avec des couvertures chauffantes posées à 1,0 m¹ au-dessus du radier et insufflage systématique après bétonnage d'air chaud entre radier et couverture chauffante.
- pour les dalles, protection des zones bétonnées par des couvertures chauffantes posées sur le béton en fonction de l'avancement, fermeture au moyen de plastique et chauffage de l'étage inférieur.
- pour les murs et colonnes, emballage de toute la surface de ceux-ci avec des couvertures chauffantes.
- pour radiers et murs, vérification minutieuse de la résistance des bétons au scléromètre avant mise en tension des câbles de précontrainte.

Par contre, pendant les périodes estivales, les précautions suivantes ont été prises:

- utilisation de retardateur de prise adapté à la température extérieure pour les radiers, murs et dalles en partant du principe que la prise du béton ne devrait débuter qu'en soirée afin de ne pas cumuler le dégagement de la chaleur dû à la prise et la température du milieu ambiant.
- arrosage systématique, dès le lendemain, de toutes les parties de l'ouvrage et ceci pendant 5 jours au minimum.

Toutes ces mesures se sont avérées efficaces; en période hivernale le béton a fait sa prise normalement et en période estivale il n'y a pratiquement pas eu de fissuration ou de fâchage dus au retrait thermique et hydraulique.

Mesures spéciales

En plus des précautions et contrôles énumérés précédemment, nous avons encore pris les mesures spéciales suivantes:

- augmentation de la distance des armatures au coffrage notamment pour les radiers (taquets de 3 cm), les murs enterrés et les dalles (2,5 cm)
- création de talons pour les murs extérieurs bétonnés avec les radiers.
- pose demortier et de «sagex» au pied des coffrages des murs et des colonnes pour assurer une bonne étanchéité et éviter des nids de gravier.
- traitement de tous les raccords de coffrage au moyen de joints étanches.
- exécution en plusieurs étapes et en damier des murs de grandes longueurs.

– traitement par un retardateur de prise des coffrages des arrêts de bétonnage (murs, dalles, radiers) pour améliorer l'adhérence et éviter la fissuration.

Toutes ces mesures avaient pour but d'éliminer au maximum les nids de gravier, d'éviter la fissuration et de protéger efficacement les armatures contre la rouille.

Méthode de calcul, avantages statiques et de résistance

Toutes les dalles et radiers ont été calculés à la rupture de manière électronique aussi bien du point de vue de la flexion que du poinçonnement au droit des colonnes. Des vérifications manuelles ont été faites pour les points singuliers et délicats en conformité avec les prescriptions des normes SIA (162, directives 162/18, 162/34).

Le programme de calcul utilisé est celui du bureau *Heiniger* en collaboration avec l'entreprise *Stahlton S.A.* qui a mis au point avec *M. Narayanan* et *M. Schneider* le système de précontrainte par «bandes d'appuis».

Par rapport au système du «tapis» de câbles, celui en «bandes d'appuis» à l'avantage de libérer la dalle des efforts de déviations, de concentrer les armatures «actives» selon les axes principaux, tout en laissant généralisées les armatures «passives». Cette solution apporte en plus les avantages spécifiques suivants:

- diminution de la pente des moments au droit des piliers d'où réduction sensible des efforts tranchants.
- transmission directe au pilier, dans la zone du cône de poinçonnement, des efforts de déviation de «haut en bas».
- modification de la charge de poinçonnement en ce sens qu'elle n'est plus égale à la réaction d'appui, mais diminuée des efforts de déviation de «bas en haut». Les conditions optimales en ce qui concerne le poinçonnement seront réunies et la «cause» gagnée lorsque la valeur résultante des efforts de déviation par champ sera fixée de manière à ce que l'effort maximal de poinçonnement dirigé de «bas en haut» soit équivalent à l'effort maximal de poinçonnement de «haut en bas».

Ce système de calcul et de précontrainte revient à balancer la précontrainte au moyen du système des «charges équivalentes» pour obtenir les conditions optimales du poinçonnement, problème fondamental dans ce genre de construction à appuis verticaux ponctuels.

Ce système et cette méthode de calcul ont également l'avantage de choisir dans des limites raisonnables la part des charges permanentes que l'on veut absorber par la précontrainte (de 1,1 à 1,3 au maximum). *Gilbert Etienne*

Zusammenfassung: Das neue Zentrum für Gewerbe, Handel und Industrie in Renens ist ein viergeschossiges Gebäude mit total 22'000 m² Nutzfläche im Endausbau und für Nutzlasten von 500 bis 1'000 kg/m². Sein Tragwerk besteht aus Fundamentplatte, runden Betonstützen und vorgespannten Flachdecken mit einem Raster von 7,80x7,80 m und mit Auskragungen von 1,80 bzw. 3,80 m, wo die Fassaden aus vorfabrizierten, gefärbten Betonelementen aufgebracht sind. Die Fundamentplatte ist durchgehend, während des Gebäudes in 4 Blöcken dilatiert ist. Die Flachdecken von 2'000 m² sind fugenlos und haben eine Stützstreifenvorspannung (System BBRV, Typ Cona). Die Betonarbeiten wurden während des strengen Winters 1984/85 mit Temperaturen bis zu -10°C ausgeführt.

Résumé: Le nouveau centre pour l'artisanat, le commerce et l'industrie à Renens est un édifice à 4 étages d'une surface disponible totalisant 22'000 m² pour des charges utiles de 500 à 1'000 kg/m². La structure porteuse comporte la dalle de fondation, les colonnes circulaires en béton espacées de 7,80 m et les dalles précontraintes. Equipées de consoles en porte à faux côté façades pour le montage des éléments préfabriqués en béton coloré. La dalle de fondation est continue et l'ouvrage comporte 4 blocs séparés en élévation et liés en fondation. Les dalles de 2'000 m² chacune sont sans joints et la précontrainte des bandes d'appui y est appliquée selon le système BBRV, type Cona. Les travaux de bétonnage ont été exécutés lors de l'hiver rigoureux 1984/85 à des températures descendant jusqu'à -10°C.

Summary: The new center for trade, commerce and industry at Renens is a four storey building with an effective area of 22'000 m² designed for payloads of 500-1'000 kg/m². Its supporting structure consists of foundation slab, round supporting columns spaced 7.80 m and prestressed flat slabs with 1.80 m respectively 3.80 m long cantilevers on the façade sides to support the prefabricated colored concrete façade elements. The foundation slab is continuous and the building is subdivided in 4 blocks. The flat slabs of 2'000 m² each are without joints and the supporting strips are prestressed according to the BBRV system, type Cona. The concrete has been poured during the cold winter of 1984/85 in temperatures as low as -10°C.

Vorspanntechnik in Brückenbau,
Hoch- und Tiefbau

Technique de la précontrainte
dans le bâtiment et le génie civil

Prestressing technique in
bridge construction, building
and civil engineering

Die Birsbrücke Rütihard bei Münchenstein

Bauherr:
 Projekt und Bauleitung:
 Bauunternehmung:
 Vorspannarbeiten:
 Baujahr:

Baudirektion des Kantons Basel-Landschaft
 Weiss-Guillod-Gisi, Ingenieure SIA/ASIC, Basel
 ARGE Ed. Züblin & Cie. AG / Meier + Jäggi AG, Basel
 Freyssinet SA, Lausanne / Spann-Stahl AG, Hinwil ZH
 1981/1982

Auftrag und Grundlagen

Die vierspurige Autobahnbrücke des Zubringers T 18 aus dem Birstal überspannt im Raume Muttenz/Münchenstein die Birs. Vorgegeben war eine tiefe Nivelette der Autobahn sowie die Forderung nach einem möglichst schlank und elegant wirkenden Brückenkörper, da das Bauwerk in einer schützenswerten Naherholungszone liegt. Durch Einbezug der 2 m hohen Lärmschutzwand auf dem Mittelstreifen ins Tragsystem liess sich der eigentliche Hohlkasten relativ schlank ausbilden. Vier runde Pfeiler stützen den zweizelligen Kastenquerschnitt zentrisch beim starken Mittelträger. Damit die Brückenuntersicht möglichst ruhig und elegant wirkt, sind die seitlichen Kastenträger um 45° geneigt, und die Brückenentwässerung ist unsichtbar angeordnet. Mit Spannweiten von 40/48/48/48/40 m überquert der Brückenüberbau in einem leichten Bogen den Fluss. Die Fahrbahnübergänge stehen senkrecht zur Brückenachse. Die Widerlagerbauwerke gleichen den spitzen Winkel von ca. 15° zwischen Bauwerk und Flusslauf aus. Diese sogenannten Anschlussbauwerke führen flussseitig die Brückenkonsole und den geneigten Aussträger als Auskragung etwa 30 m weiter. Auf den anschliessenden Stützmauern ist der gleiche Brückenquerschnitt weitergeführt.

Konzept der Vorspannung

Der Brückenoberbau ist längs mit $V_0 = 62$ MN partiell vorgespannt. Dies entspricht einer zentrischen Spannung von $4,3$ N/mm² und bewirkt, dass unter Dauerlast keine Zugspannungen entstehen. Der Lastabtrag erfolgt in Brückenlängsrichtung über die 3 Hauptträger, auch hier etwa proportional zu den entsprechenden Trägerflächen. Ungefähr 60% der Lasten übernimmt somit der Mittelsteg, und je etwa 20% gehen in die schrägen Aussenstege. Im Mittelträger wurden 6 parabolische Spannglieder zu $3,25$ MN angeordnet, wobei die ganze Höhe ausgenutzt wurde. Besonders zu beachten waren die Spreizkräfte infolge Kabelumlenkung über den Stützen, da hier keine seitlichen Fahrbahnplatten diesen Kräften Widerstand entgegensetzten. Diese Tatsache machte eine enge Querverbügung mit jeweils rund 100 geschlossenen Bügeln notwendig. Die Seitenträger weisen je 6 Kabel à $2,45$ MN auf. Alle diese Kabel reichen teilweise über 3 Felder und sind bis zu 130 m lang. Die längsten Kabel konnten jedoch beidseitig gespannt werden. Die Kragplatten sind mit Litzen-Spanngliedern à $0,75$ MN quer vorgespannt. Auf der Westseite (Kragplattenstärke bis 42 cm) wirken 500 N/m¹, auf der Ostseite (Kragplattenstärke 30 cm) ca. 1000 N/m¹. Die Querträger erhielten je 5 Litzenkabel à $2,24$ MN.

Alle diese parallelförmig verlegten Kabel wurden aufgrund des Bauvorganges als Einschubkabel konzipiert. Für die Bauzustände des Einschlebens wurde eine geradlinige, zentrische Längsvorspannung des Teilquerschnittes mit 22 Dywidag-Spannstangen aufgebracht. Diese Spannglieder von total $13,7$ MN wurden injiziert und wirken mit ca. 7% zusätzlichen Verlusten auch im Endzustand.

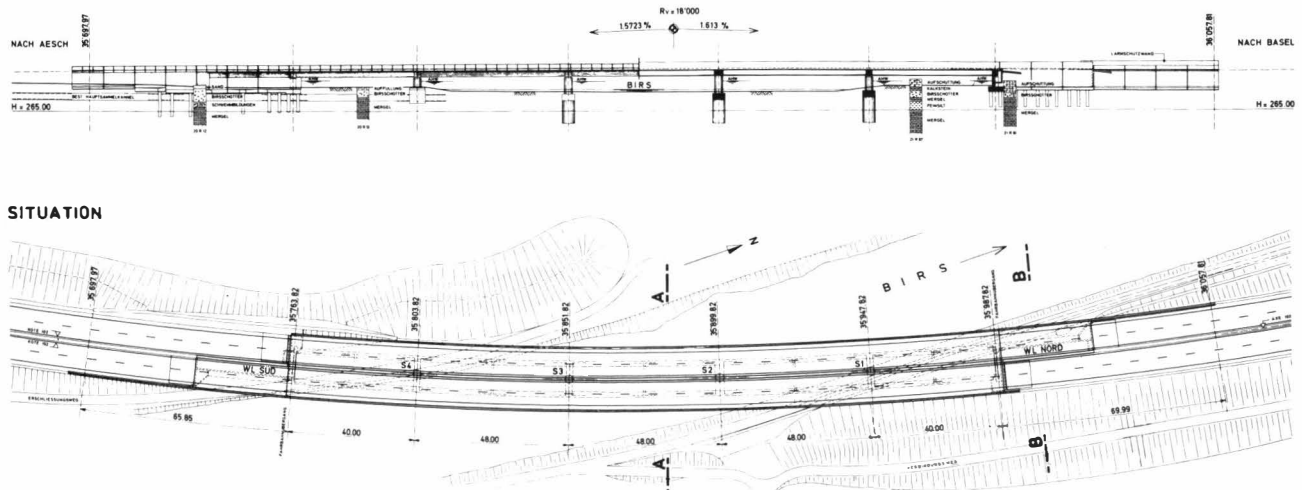
Bauvorgang

Die Birs schwillt bei Regenfällen innert Stunden stark an und führt grosse Wassermengen mit viel Schwemmholtz. Dies kann bei Hindernissen zu Abriegelungen und Überschwemmungen führen. Daher wurde die Unternehmervariante «Taktvorschub» einer konventionellen Lehrgerütlösung vorgezogen. In enger Zusammenarbeit mit dem Projektverfasser führte man eine erstmals angewandte Variante des Taktschiebeprozesses aus. An Stelle des sonst bei dieser Methode üblichen stählernen Vorbauschnabels wurden Teile des endgültigen Betonquerschnittes erstellt. Die vordersten 6,5 m bestanden nur aus dem untern Teil des Mittelsteges, der anschliessend durch Teile der unteren und oberen Hohlkastenplatte zu einem Plattenbalken erweitert wurde und schliesslich nach total 17,5 m zum zweizelligen Hohlkastenquerschnitt überging (Fig. 4). Armiert, betoniert, zentrisch vorgespannt und eingeschoben wurden die 18 Etappen in einer festen Fabrikationsstelle auf dem Widerlager Nord im Rhythmus von 2–3 Wochen.

- Etappenlänge = 12 m/13,5 m
- Gewicht pro Normaletappen = 290 t bis 340 t
- Zentr. Vorspannung = $1,4$ N/mm²
- Installierte Pressenkraft = $7,2$ MN
- Verschiebebahn = zentrisch, 60 cm breit.

Der Brückenkasten wurde beim Einschleiben auf den endgültigen Pfeilern und dazwischengesetzten Hilfsstützen

Fig. 1. Ansicht, Längsschnitt und Grundriss – Vue, section longitudinale et plan – View, longitudinal section and ground plan



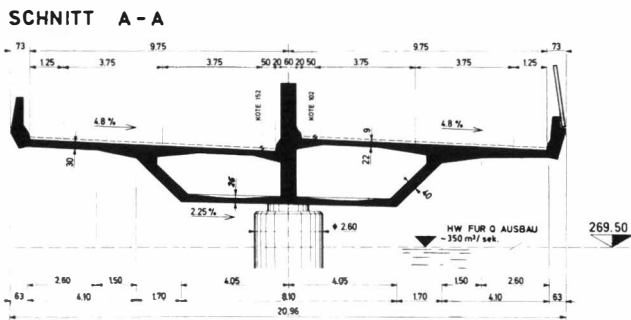


Fig.2. Brückenquerschnitt (Schnitt A - A) – Coupe en travers (A - A) – Cross section (A - A)

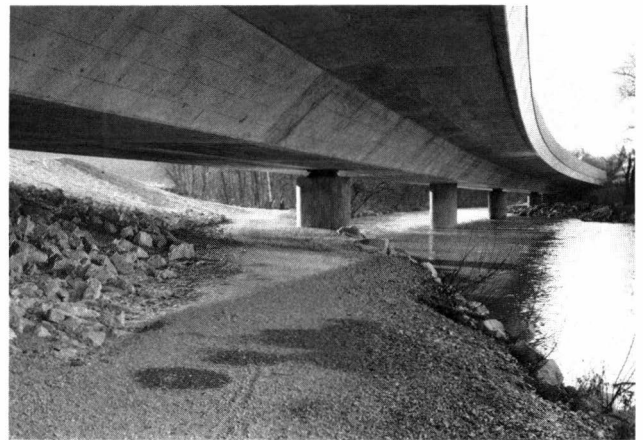


Fig.3. Birs mit Brückenuntersicht – La Birse avec pont vu d'en bas – The river Birs with underside of bridge

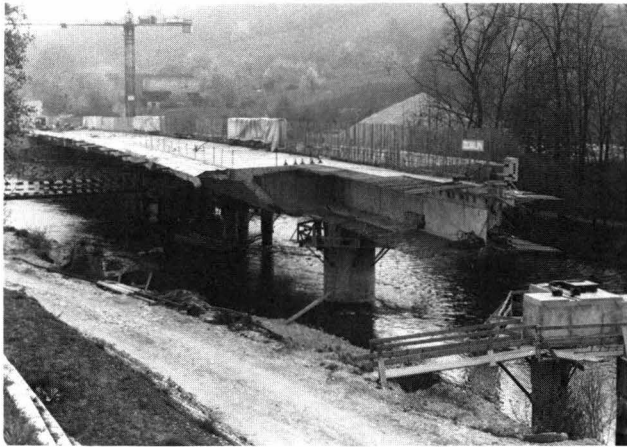


Fig.4. Vorbau schnabel aus Beton – Avant bec en béton – Concrete launching nose



Fig.5. Produktionsstelle Widerlager Nord. Vorschieben mit Presse 720t – Lieu de production à la culée nord. Poussage en avant au moyen d'un vérin à 720 t – Production site at northern bridge bearing. Pushing by means of a propulsion jack at 720 t

abgestützt. Bei der Produktionsstelle und beim Pfeiler 2 wurden Stabilisierungsstützen unter den seitlichen Kastenträgern angeordnet. Damit war der Einschubbaukörper bis zur 11. Vorschubetappe nur bei der Produktionsstelle gegen Kippen gehalten. Die entsprechenden Stabilitätsnachweise mussten eingehend untersucht werden. Das Vorschieben der 18 Etappen erfolgte über teflonbeschichtete Neopreneplatten mit dem Druck einer hydraulischen Presse, zentrisch auf die Mittelrippe. Beim Auffahren der Schnabelspitze auf die Stützen musste jeweils der Durchhang von 2–3 cm mittels örtlichen Pressen ausgeglichen werden. Mit Horizontallagern bei der Produktionsstelle und einer Führungsschiene am vordersten Teil der Brücke erreichte die horizontal und vertikal gekrümmte Brücke zentimetergenau das Widerlager Süd. Nach Abschluss des Taktschiebens ergänzte man die fehlenden Teile des Schnabelbereiches sowie die Mittelmauer über der Fahrbahnplatte. Dann schob man die parabolische Hauptvorspannung in die einbetonierten Hüllrohre und spannte diese zu 60%. Vor dem vollen Vorspannen wurden noch im 24-Stundentakt die seitlich auskragenden Konsolen und die Brüstungen mittels Schalwagen angefügt. Statisch zeigte sich für die Bauzustände, dass der untere Teil des Mittelträgers infolge des Takt-

schiebens auf die ganze Länge besonders stark schubbeansprucht war und zusätzliche Armierungen notwendig machte.

Schlussbemerkung

Geometrie und Brückenquerschnitt der Birsbrücke Rütihard ermöglichten ein in seiner Art erstmals ausgeführtes Taktschieben mit «Beton schnabel» und zentrischer Verschiebebahn. Gegenüber der etwa gleich teuren Variante mit Lehrgerüsten konnten damit die Risiken infolge Hochwasser erheblich vermindert werden. *Rudolf Gisi*

Résumé: Le pont de l'autoroute, qui traverse la Birs près de la Rütihard, forme un angle aigu avec le cours d'eau. L'ouvrage comprend quatre voies de circulation. La section transversale est caractérisée par deux caissons, dont l'âme médiane est prolongée par une paroi portante, s'élevant à 2 m au-dessus du tablier. Les âmes de rive sont inclinées de 45°. La superstructure a une longueur de 226 m; elle repose sur 4 piliers intermédiaires, centres sur l'âme médiane. Les conditions limitées ont permis de réaliser pour la première fois un poussage cadencé avec une voie de déplacement centrale; l'avant-bec était constitué par les premiers 17,5 m de l'âme médiane. Les cycles de bétonnage et de poussage furent réalisés en 18 étapes de 290 à 340 t, à une cadence de 2 à 3 semaines. Les sections sollicitées par les différentes phases de poussage ont été soumises préalablement à une précontrainte uniforme. Les

barres d'armature insérées à cet effet et enrobées par le mortier d'injection, contribuent à la précontrainte définitive. Les dalles en porte-à-faux et les parapets furent ajoutés à l'aide d'un coffrage roulant à une cadence de 24 heures. Les câbles de précontrainte longitudinale ont une forme parabolique et atteignent une longueur juste à 130 m; ils furent introduits dans des gaines aménagées d'avance, une fois le poussage terminé. La mise en place des armatures de précontrainte transversale a été réalisée de la même façon. La méthode choisie diminue sensiblement le danger que représentent les crues de la Birs.

Summary: The Rütihard Bridge over the River Birs near Basle is a four-lane motorway structure spanning the river at an acute angle. The double-cell box superstructure has a 2 m high central parapet which is part of the longitudinal box-girder. The outer cell walls have a slope of 45°. The 226 m long, five-span bridge is supported by four centrally placed single columns. The prevailing conditions enabled for the first time the incremental launching method on a central low friction sliding surface and without a steel launching nose. The middle wall of the box-section formed the launching nose of 17.5 m. The further units consisted of the double-cell box-section. In a rhythm of 2 to 3 weeks, 18 units between 290 and 340 t in weight were cast onto the former unit and slid in until the launching nose reached the opposite abutment. The box-section was concentrically prestressed for the temporary loading conditions by means of bars, which were grouted in and later cast in the final condition. The cantilevers and parapets were concreted by means of a carriage in 24 hours intervals. The longitudinal parabolic prestressing cables up to 130 m in length, as well as the transverse cables were threaded through cable ducts which were provided in the bridge units. As a result of the described construction process the risks resulting from a high water level of the river were considerably reduced.

Viadotto di Monte

Bauherr und Bauleitung:
Projektverfasser:

Kanton Tessin, Nationalstrassenbüro
Ingenieurgemeinschaft Luigi Brenni, Mendrisio, und Gianfranco Dazio,
Cadenazzo
Arbeitsgemeinschaft LGV - Züblin - Figli fu Roberto Pollini
Precompresso SA, Bellinzona (System VSL)
1979-1982

Bauunternehmung:
Vorspannung:
Baujahre:

Allgemeines

Der Viadotto di Monte bildet das Verbindungsbauwerk zwischen zwei Autobahntunneln. Er befindet sich in halber Höhe der Bergflanke auf einer Terrasse, die von einem recht tiefen Tälchen durchschnitten wird. Am Ausgang des ersten Piottino-Kehrtunnels kreuzt das Bauwerk zudem die Gotthard-Bahnlinie. Hieraus ergab sich die Notwendigkeit, zwei getrennte Brücken unterschiedlicher Geometrie, Länge und Spannweiten zu erstellen. Die Anordnung der Pfeiler ist durch die besondere und schwierige topografische Situation bedingt. Einerseits musste die Gotthard-Bahnlinie schräg

überquert werden, andererseits hatte man, speziell beim talseitigen Bauwerk, der Krone der Felswand zu folgen, die praktisch parallel zur Brückenachse verläuft und sich genau lotrecht über der alten Kantonsstrasse, etwa 100 m über dem Talgrund, befindet. Zudem war die Platzierung definitiver Pfeiler zwischen den beiden Felsflanken des zentralen Tälchens der unsicheren geologischen Verhältnisse wegen nicht möglich. Alle diese besonderen lokalen Bedingungen machten die Untersuchung verschiedener Varianten unter Berücksichtigung von Technik, Wirtschaftlichkeit und Ästhetik erforderlich.

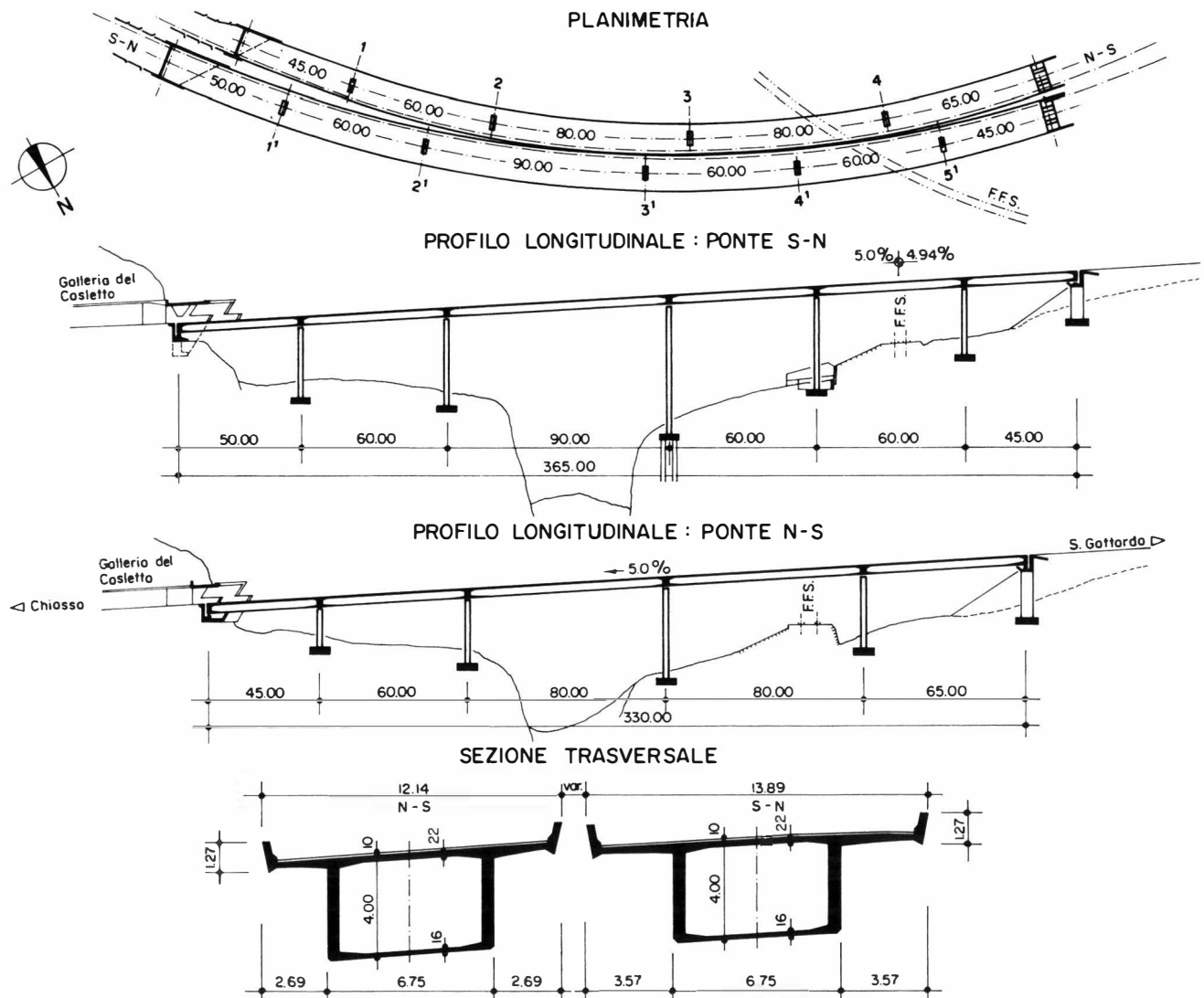
Beschreibung des Bauwerks

Die Autobahnachse beschreibt in der Fahrbahn Süd-Nord einen Kreisbogen von 495 m Radius, der mit dem Nordportal des Casletto-Tunnels durch eine kurze Klothoide mit Parameter 200 m verbunden ist. Bei der Fahrbahn Nord-Süd weist die Achse zwei Kreisbogen von 400 bzw. 450 m Radius auf, welche durch eine Klothoide mit Parameter 300 m verbunden sind, während am Südende eine Klothoide mit Parameter 200 m anschliesst. Das grösste Gefälle beträgt in Längsrichtung 5%, in Querrichtung 5,7% bei der Fahrbahn S-N und 6% bei der Fahrbahn N-S. Die Brücke Süd-Nord weist zwei normale Fahrspuren plus eine Kriechspur für den langsamen Verkehr in Bergrichtung und ein 1,25 m breites Bankett auf. Die Brücke Nord-Süd ist mit zwei Fahrspuren und einem Pannestreifen versehen. Der Casletto-Tunnel wurde beim Nordportal durch einen kurzen künstlichen Tunnel verlängert, der gleichzeitig das südliche Widerlager des Viaduktes bildet.

Geologie und Konsolidierungsmassnahmen

Im Brückenbereich steht normalerweise gesunder Fels an, der aus Leventi-

Fig. 1. Grundriss, Längs- und Querschnitte – Plan, sections longitudinales et coupes en travers – Ground plan, longitudinal and cross sections



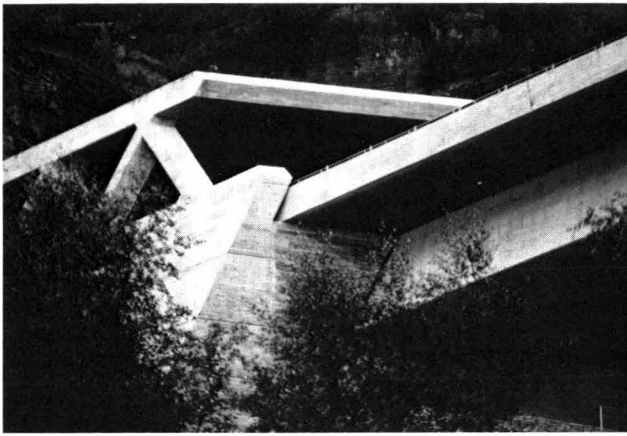


Fig. 2. Widerlager Süd – Culée sud – Southern bridge bearing

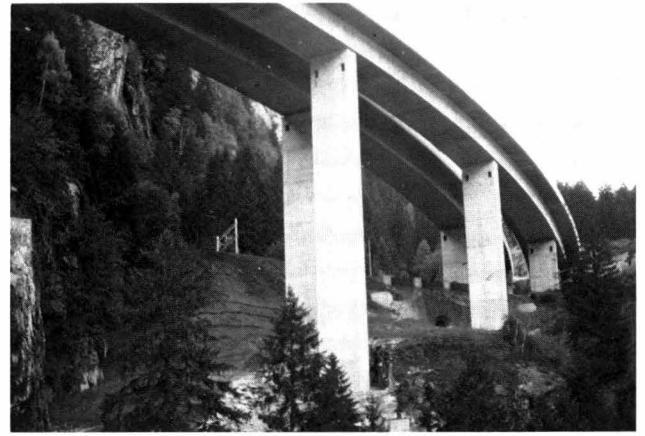


Fig. 3. Ansicht – Vue en élévation – Elevation

na-Gneis mit zwei Arten von Glimmer besteht und hangeinwärts geschichtet ist. Er weist eine Schieferungsneigung zwischen 10° und 45° auf und ist mit Hangschutt variabler Stärke oder mit Deponiematerial überdeckt, das vom Bau der Eisenbahn her stammt.

Die Felsmasse weist allerdings erhebliche Klüftungen auf, welche den Fels in eher unregelmässiger Weise gespalten haben und die lokale Stabilität der vorgesehenen Foundationen hätte gefährden können. Dies gilt insbesondere für diejenigen Zonen, welche sich in der Nähe der praktisch vertikalen Felswände befinden, die die Terrasse stützen, über welche der Viadukt verläuft. In der Ausführungsphase wurden denn auch tatsächlich bedeutende Kluftsysteme gefunden, welche die Foundationsebenen durchquerten und gegen das Äussere der Felswände geneigt waren, speziell im Bereich des südlichen Widerlagers und der Pfeiler 2' und 3' des talseitigen Viaduktes. In dieser Zone waren daher umfangreiche Felsverbesserungen, Konsolidierungen und Stabilisierungen in den Foundationsebenen notwendig. Insgesamt wurden etwa 5500 m³ vorgespannter Felsanker eingebaut.

Zur Sicherung der stark aufgelockerten Oberfläche der Felswand unter dem Fundament des Pfeilers 2' wurden drei Strebe Pfeiler, die untereinander an Kopf und Fuss mit Querbalken verbunden wurden, erstellt und mit Spannkabeln grosser Tragkraft in der Tiefe verankert. Während des Aushubes für den Pfeiler 3' wurden bedeutende Klüfte vorgefunden, welche sich über den ganzen Felssporn erstreckten. Sie traten insbesondere im Fundationsbereich auf, wo sie etwa 50° bis 55° gegen aussen geneigt waren. Da es aber konstruktiv praktisch unmöglich war, die Kote der Fundamentplatte tiefer zu legen, wurde die Zone instabiler Fels mit Mikropfählen durchsetzt, so dass die Vertikallasten aus dem Überbau nun auf eine 15 bzw. 18 m tiefere Ebene in den gesunden Fels übertragen werden.

Der Felssporn, der diese neue Foundationsebene überragt, wurde mit vorgespannten Ankern und einem in die Tiefe gehenden Drainagesystem, das ständig mit Piezometern überwacht wurde, stabilisiert.

Fundamente und Pfeiler

Alle Fundamente stehen auf gesundem oder konsolidiertem Fels. Der Hangschutt wurde folgendermassen durchquert: mit zylindrischen Schächten (Pfeiler 4,5'), mit verankerten Stützmauern (Pfeiler 2,2', 4'), mit einer Kombination dieser beiden Systeme, d.h. zylindrischem Schacht und darüber verankerte Mauer (Pfeiler 1,1') oder einfach durch Aushub mit freier Böschung (Pfeiler 3,3', Widerlager Nord und Widerlager Süd).

Alle Pfeiler weisen denselben rechteckigen Hohlquerschnitt mit konstanten Abmessungen (6×2,5 m) auf. Sie sind bis zu 50 m hoch und in kreisförmige Fundamentplatten eingespannt, deren Aussendurchmesser im Minimum 8,50 m und im Maximum 9,50 m beträgt.

Widerlager

Die südlichen Widerlager sind in die Konstruktion der künstlichen Tunnel und die nördlichen Portale der beiden Casletto-Tunnel einbezogen.

Die nördliche Widerlagerwand ist konventioneller Art. Sie wird von einem Pfeilerpaar getragen, das in Fundamente einbindet, die erheblich tiefer als die Fahrbanne liegen. Diese verläuft auf einem Niveau, das nachträglich mit dem Ausbruchmaterial des Pardorea Tunnels erzielt wurde, welcher erst später ausgeführt wurde.

Überbau

Jeder Überbau besteht aus einem einzelnen Hohlkasten konstanter Breite und Höhe, der bei beiden Viadukten gleiche Abmessungen hat (6,75×4,00 m), und symmetrischen Konsolplatten konstanter Auskrümmung. Die Überbauten sind längs und quer mit VSL Kabeln vorgespannt.

In Längsrichtung wurden Kabel der Typen 6–19, 6–31 und 6–37 und in Querrichtung solche des Types 5–7 in Abständen von 0,75 m verwendet.

Spannweiten: Brücke S–N: 50-60-90-60-60-45=365,0 m
Brücke N–S: 45-60-80-80-65=330,0 m

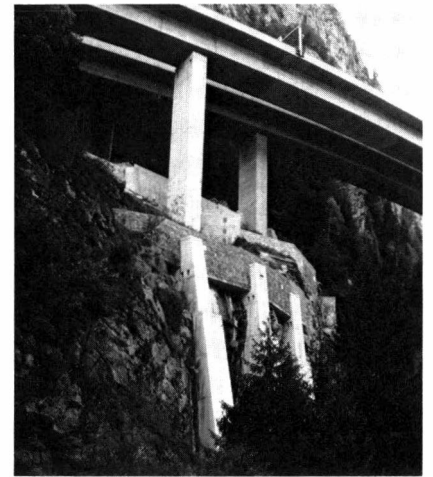


Fig. 4. Die drei verankerten Stützpfeiler unter dem Fundament 2' – Les trois supports avec ancrages sous la fondation 2' – Three anchored supports under foundation 2'

Breiten: Brücke S–N: 13,89 m
Brücke N–S: 12,14 m

Gesamte Oberfläche: 9'208 m²

Massenauszug

Unterbau:	Beton	11'500 m ³
	Bewehrungsstahl	1'100 t
	Spannstahl	6 t
Vorgespannte	bis 1500kN	2'700 m
	über 1500kN	2'300 m
Anker:	Beton	7'200 m ³
	Bewehrungsstahl	1'100 t
Spannstahl:	längs	220 t
	quer	59 t

Ausführung des Bauwerks

Die Ausführung der Pfeiler erfolgte mit Kletterschalungen in Abschnitten von 5,0 m Höhe.

Die beiden Überbauten wurden etappenweise, d.h. Feld um Feld, erstellt. Bei der bergseitigen Brücke mit der Fahrbahn N–S wurde mit dem Bau nur vom nördlichen Widerlager, bei der talseitigen Brücke mit der Fahrbahn S–N von beiden Widerlagern her begonnen. Der Überbau dieser Brücke wurde in

der Mitte des 90 m-Feldes geschlossen. Dieser Vorgang wurde gewählt, um in der Ausführungsphase eine gewisse Symmetrie bezüglich der Lager des grössten Feldes zu erreichen.

Das Lehrgerüst, das konventioneller Art war, wurde normalerweise für zwei Felder eingesetzt, um eine Kontinuität im Baufortschritt und die Ausführung des ganzen Kastens inklusive Kragplatten zu ermöglichen. Die Brüstungen wurden nachträglich in Abschnitten von 8 m Länge mittels zweier Nachlaufwagen gefertigt.

Für die Ausführung beider Überbauten wurden stets die gleichen, aus Tafeln bestehenden Schalungen verwendet. Um den vorgesehenen Arbeitsablauf einhalten zu können, stand folgendes Material zur Verfügung: 160 m' Bodenschalung des Kastens, 80 m' äussere Stegchalung, 45 m' innere Steg- und Konsolenschalung sowie 45 m' mobile Schalung für die Kastendecke. Diese Schalung wurde auf Konsolen mit Rollen, welche an den Stegen des Kastens befestigt waren, ins Kasteninnere und durch die Aussparungen der Stützquerträger hindurch fortbewegt. Die Längsvorspannung jeder Etappe bestand im Normalfall aus drei Kabelserien. Die erste endete jeweils an Lisenen im Kasteninnern, die zweite wurde an die Kabel der vorangegangenen Etappen angekuppelt, und die dritte lief durch und wurde im folgenden Abschnitt gespannt.

Für Transport und Verteilung der Baumaterialien bzw. Maschinen wurde ein schwenkbarer Kabelkran von 9 t Tragkraft verwendet, der speziell projektiert und den besonderen lokalen Bedingungen angepasst wurde. In der Tat ergaben sich erhebliche Schwierigkeiten aus dem Fehlen von Zufahrtswegen zur Baustelle. Nur das nördliche Widerlager war durch den Firststollen des Pardorea-Tunnels erreichbar.

Luigi Brenni und
Gianfranco Dazio

Riassunto: Il Viadotto di Monte è un manufatto della rampa sud che garantisce l'accesso alla galleria stradale del San Gottardo sull'autostrada N2 che collega Chiasso a Basilea. Le difficili condizioni topografiche e geologiche sono state risolte con l'esecuzione di due ponti indipendenti con luci e lunghezze diverse. La pendenza longitudinale è del 5%, la carreggiata sud-nord prevede, oltre alle due corsie di marcia normali e una di sosta di emergenza, una corsia per il traffico lento in salita. Il ponte S-N misura 365 m di lunghezza, il ponte N-S 330 m, con una superficie totale di 9'208 m².

La morfologia del terreno ed in particolare la pendenza trasversale ha richiesto la soluzione con diversi sistemi delle opere di fondazione e di consolidamento. Gli impalcati sono a cassone, di larghezza e altezza costanti, con una precompressione longitudinale e la precompressione trasversale della soletta superiore. Particolare attenzione ha richiesto l'installazione del cantiere, di difficile accesso. Gli impalcati sono stati costruiti a tappe mediante centine convenzionali.

Résumé: Le «Viaduc de Monte» fait partie de la rampe sud de la route nationale N2 qui donne accès au tunnel routier du Gotthard et relie Chiasso à Bâle. Les conditions géologiques difficiles

ont été surmontées par la construction de deux ouvrages indépendants de longueurs et de portées propres. La pente longitudinale est de 5%, la chaussée montante sud-nord, outre les deux pistes normales et la piste de panne, est complétée d'une voie lente pour le trafic lourd. Le pont sud-nord mesure 365,0 m de longueur, le pont nord-sud en fait 330,0 m. La surface totale des deux ouvrages se monte à 9'208 m².

Les conditions topographiques et plus particulièrement la pente du contrefort montagneux ont requis divers systèmes de fondations et des travaux de consolidation. Les tabliers sont formés de poutres-caisson à section constante; en plus de la précontrainte longitudinale de la superstructure on trouve aussi une précontrainte transversale de la dalle de roulement. L'implantation des installations de chantier sur ce site inaccessible est à remarquer particulièrement. Les tabliers ont été bétonnés par étapes sur des échafaudages conventionnels.

Summary: The "Viadotto di Monte" is a structure of the Southern ramp providing access to the Gotthard road tunnel of National Highway N2 which links Chiasso to Basle. The difficult topographic and geological conditions were overcome by constructing two separate bridges which have varying spans and lengths. The longitudinal slope amounts to 5%. The South-North carriageway, in addition to two normal lanes and an emergency lane, includes a third lane for the slow mounting vehicles. The S-N bridge has a length of 365 m, the N-S bridge is 330 m long. The total bridge area is 9'208 m².

The morphology of the rock and in particular the transverse slope asked for a solution with various systems of foundations and for consolidation work. The superstructures are box girders of constant width and depth which are longitudinally and transversely post-tensioned. The site installations required particular attention since the access to the site was difficult. The superstructures were built in steps on conventional falsework.

Neubau Suchard-Tobler, Bern

Bauherr:	Suchard-Tobler AG, Bern
Projektverfasser:	Emch + Berger Bern AG
Bauunternehmer:	Arbeitsgemeinschaft Spycher AG/Wirz AG/Marti AG/Frutiger Söhne AG
Vorspannung:	VSL International, Bern
Baujahr:	1983

Auftrag und Grundlagen

Beim Neubau Suchard-Tobler in Bern handelt es sich um eine vollständig neue Schokoladefabrik, bestehend aus Produktion, Hochregallager und Verwaltung. Der Gesamtkomplex umfasst einen umbauten Raum von ca. 200'000 m³. Der Produktions- und Lagerteil besteht aus einem Trakt von 97 m Länge und 49 m Breite mit einem 13 m hohen Untergeschoss, welches das Hochregallager enthält, und 2 bis 5 Obergeschossen, in welchen die Produktion untergebracht ist. Für die Produktion erwies sich ein Stützenraster von 12,0 m in Längs- und 6,0 m in Querrichtung als beste Lösung.

Konzept der Vorspannung

Eine breit angelegte Variantenstudie möglicher Deckenkonstruktionen führte unter Berücksichtigung der ausschlaggebenden betrieblichen, baulichen und wirtschaftlichen Kriterien auf eine Ortbetondecke mit in Längsrichtung gespannten Flachunterzügen, in welchen eine teilweise Vorspannung ohne Verbund, mit Monolitzen, System VSL angeordnet ist. Jeder Unterzug enthält 12 (Randfeld 20) Monolitzen. Die Nutzlast der Decken beträgt 15 kN/m².

Neben den günstigen Kosten wurden als Vorteile dieser Lösung die geringen Deformationen, der Wegfall einer Ab-

stützung im Bauzustand, der rasche Baufortschritt und die leichte Ausführbarkeit von Durchbrüchen im Bereich zwischen den Unterzügen bewertet.

Teilweise vorgespannt wurden ebenfalls die 13 m hohen, freigespannten Kelleraussenwände, die durch den Erdruchdruck belastet sind. Die Monolitzen sind hier in vertikalen Wandpfeilern angeordnet. Jeder Wandpfeiler enthält 9 Monolitzen.

Bauvorgang

Der Bauvorgang des Produktionstrakts erfolgte in einem 2 1/2-Wochen-takt. Ein Betoniertakt umfasste ein 12 m-Stützenfeld inkl. Auskragung auf die ganze Gebäudebreite von 49 m. Während auf der untersten Ebene die Fundation vorgezogen wurde, folgten auf den oberen Ebenen, je 2 Taktfelder zurückversetzt, die 3 Hauptdecken und wurden Takt für Takt in Längsrichtung vorgezogen. Die über die ganze Gebäudelänge von 84 bis 88 m durchgehenden Monolitzen wurden vor der Betonierstirne fortlaufend abgerollt und bei jedem Takt mittels Zwischenverankerungen Typ VSL ZW-6 gespannt. Durch diese häufigen Zwischenverankerungen erhöht sich die Systemsicherheit, da der Ausfall einer

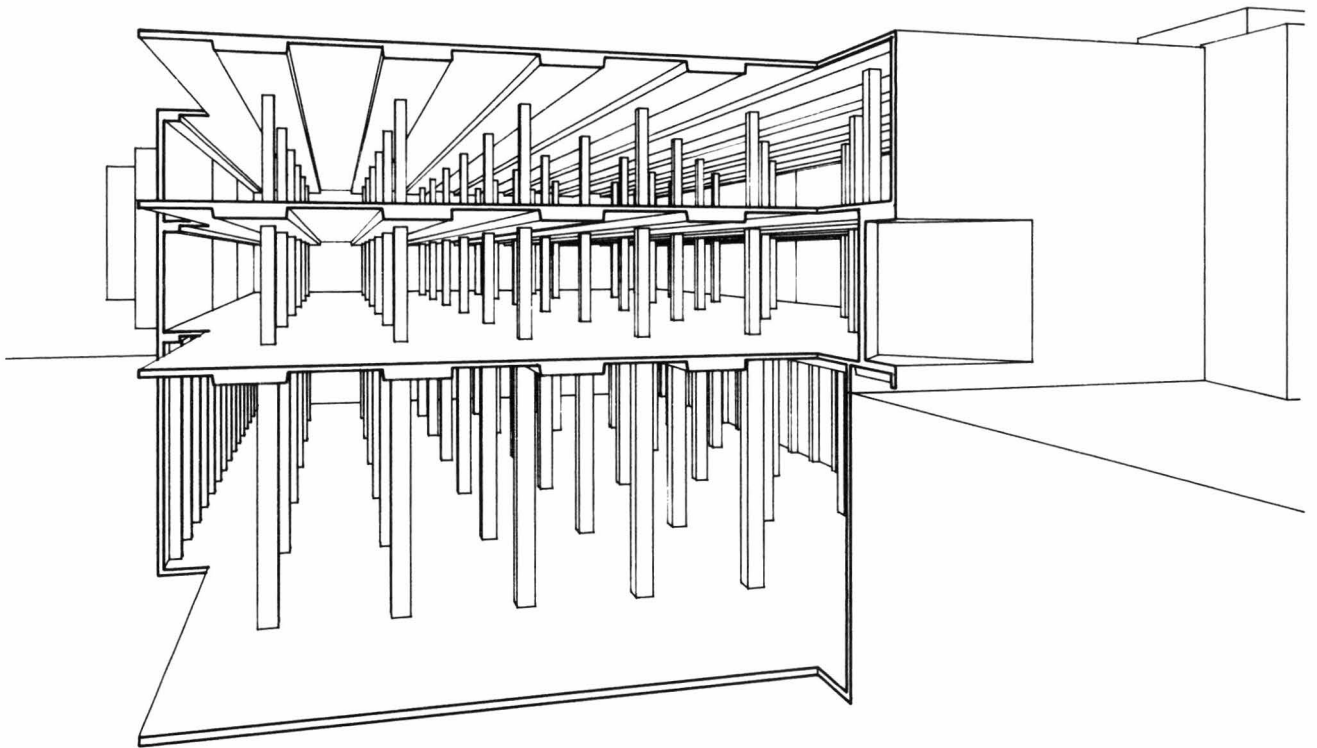


Fig. 1. Perspektive des Gesamtkomplexes von Südosten her. Im Vordergrund der Produktionstrakt mit den vorgespannten Unterzugsdecken und Aussenwänden. Deckenstärke 20 cm, Unterzüge: Breite 260 cm, Gesamtstärke 60 cm. Aussenwände: Wandstärke 30 cm, Wandpfeiler Querschnitt 60x60 cm im Abstand von 4 m – Perspective de l'ensemble vue du sud-est. Au premier plan l'atelier de fabrication avec ses dalles à sommiers et murs extérieurs précontraints. Epaisseur de la dalle 20 cm, sommiers: largeur 260 cm, hauteur totale 60 cm. Epaisseur des murs extérieurs 30 cm. Les pilastres de ces murs ont une section de 60x60 cm et un espacement de 4 m – Perspective view of the complex from southeast. In the foreground, the production wing with the post tensioned slab and beams and the post-tensioned exterior walls. Slab: thickness 20 cm, beams width 260 cm, total height 60 cm. Exterior walls: thickness 30 cm. Pilaster 60x60 cm at 4 m spacing

Litze auf ihrer ganzen Länge verhindert wird. Gleichzeitig wurde erreicht, dass die Schalung der oberen Decke auf der unteren Decke abgestellt werden konnte, ohne dass deren Unterstützung erforderlich war.

Um Zwängungen zu vermeiden, wurden die Auflager längs den Aussenwänden erst nach dem Spannen und dem Abklingen von Kriechen und Schwinden endgültig geschlossen.

Schlussbemerkungen und Besonderheiten

Besonders hohe Anforderungen wurden an die Tragkonstruktion bezüglich Feuerwiderstand gestellt, da die Brandbelastung im Hochregallager hoch ist und darüber die Produktions-etagen liegen. Die Forderung F120 konnte mit dem Konzept der teilweisen Vorspannung in idealer Weise erfüllt werden, indem die Betonüberdeckung abgestuft wurde. Die Überdeckung (Achsabstand) der empfindlicheren Vorspannlitzen beträgt im Minimum 50 mm, währenddem für den Schlafstahl ein Mass von 35 mm eingehalten wurde.

Ein spezielles Problem der Vorspannung im Industriebau ist die Gefahr der Verletzung der Spannglieder durch Bohrungen und nachträgliche Aussparungen. Zur Vermeidung eines solchen Unfalls wurden die Kabelachsen auf der Unterseite der Unterzüge durch Schalungseinlagen und Anschriften bezeichnet.

Das gewählte Decken- und Wandsystem mit einer teilweisen Vorspannung hat sich beim Neubau Suchard-Tobler



Fig. 2. Vorgespannte Unterzugsdecke auf den 13 m hohen Stützen im Untergeschoss – Dalle à sommiers précontraints reposant sur les piliers du sous-sol de 13 m de hauteur – Post-tensioned slab on beams, resting on 13 m high columns in the basement

bewährt. Insbesondere überzeugte die Einfachheit der Ausführung und die Raschheit des Baufortschritts.

Hans Hübscher und
Beat Schneeberger

Résumé: Les dalles, ainsi que les murs extérieurs des sous-sols de la nouvelle unité de production Suchard-Tobler sont partiellement précontraints longitudinalement. Il s'agit d'une part de dalles à sommiers longitudinaux avec une trame de 12,0 m et 6 m dans le sens transversal, et d'autre part de murs renforcés par des pilastres d'une hauteur d'étage de 13 m chargés par la poussée statique du terrain. Il a été choisi une précontrainte partielle par monotorons type VSL. La construction a

été exécutée par étapes longitudinales de 12 m: chaque étape étant mise en précontrainte au fur et à mesure au moyen d'ancrages intermédiaires. Le système choisi s'est avéré constructivement et économiquement optimal.

Summary: Slabs and exterior basement walls of the production wing of the Suchard-Tobler chocolate factory are post-tensioned in longitudinal direction. The slabs rest on beams at 6 m spacing, the beams span 12 m between columns. The basement walls are reinforced with pilasters. They have a height of 13 m and are loaded by the earth pressure. VSL Monostrand System is used as post-tensioning system. At intermediate construction joints at 12 m intervals, the strands are stressed by intermediate anchorages. The system chosen has proven to be optimal with regard to construction, execution and also economy.

Brücke Axenbergtobel

Bauherr:
 Projektverfasser:
 Bauleitung:
 Unternehmung:
 Vorspannung Überbau:
 Vorgespannte Felsanker:
 Baujahre:

Baudirektion des Kantons Uri
 E. Stucki + H. Hofacker, dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich
 Kant. Bauamt Uri
 EBAG, Emil Baumann AG, Altdorf Uri
 Spann-Stahl AG, Hinwil
 VSL International AG, Bern
 1981–1983

Die Brücke Axenbergtobel befindet sich in der Nationalstrasse N4, besser bekannt unter dem Namen «Axenstrasse» zwischen Sisikon und Flüelen. Die Axenstrasse windet sich dort 60 bis 80 m über dem Vierwaldstättersee mit einer Breite von 6,0 m in sehr engen Kurven den vorhandenen steilen Felswänden entlang. In diesem Gebiet ist sie nebst Lawinen sehr häufigem Steinschlag ausgesetzt. An gewissen Sommertagen wird die Strasse mit bis zu 30000 Fahrzeugen pro Tag befahren. Um der Steinschlaggefahr auszuweichen, überquert die neue

Axenstrasse das Axenbergtobel in 60 m Höhe, ungefähr 60 m vor der Steinschlag führenden Felswand entfernt. Sie führt über den nur wenige Meter überdeckten Bahntunnel der SBB und machte den Bau einer 100 m weit gespannten Brücke erforderlich.

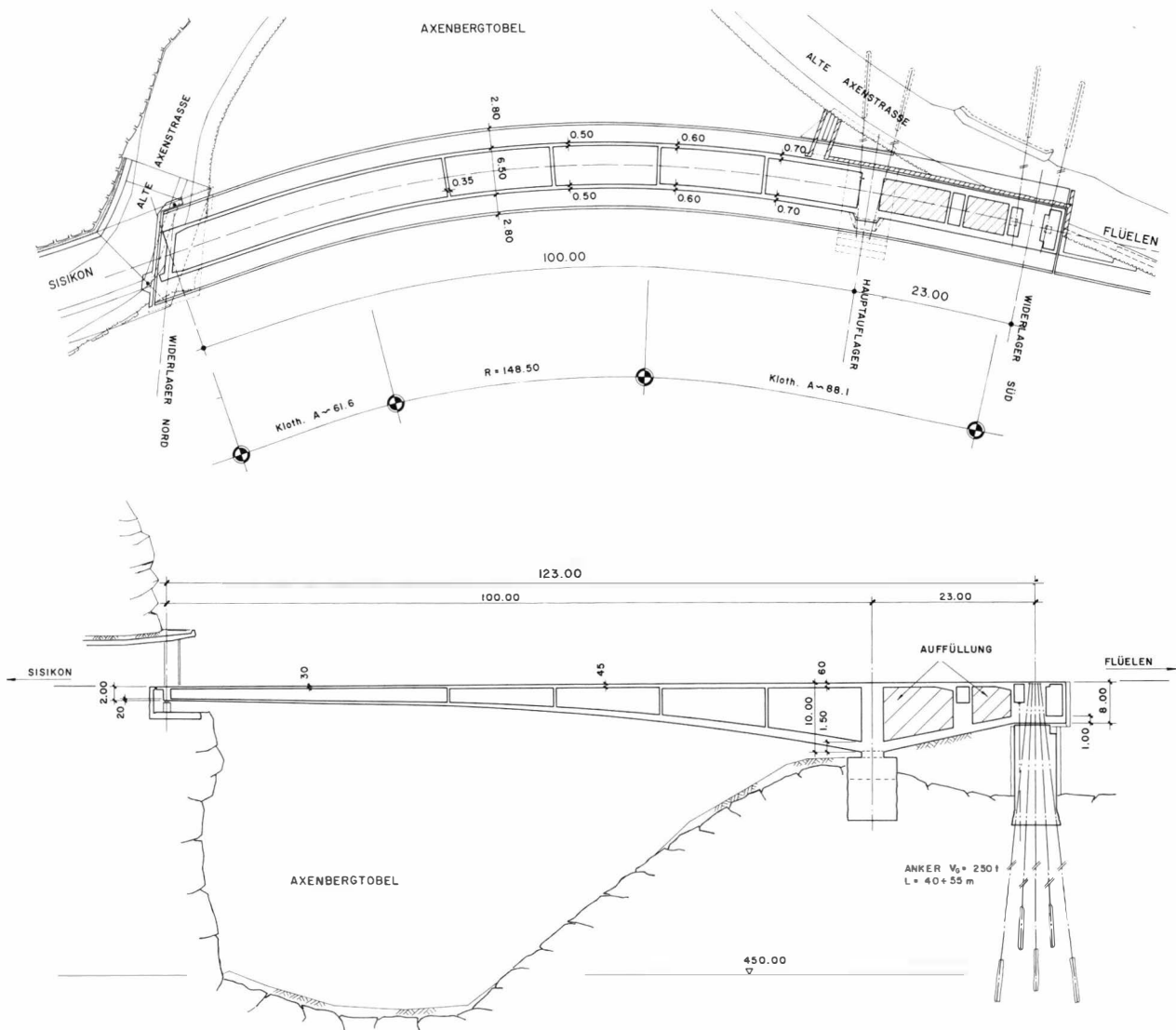
Das Projekt

Im Norden verläuft die Strasse direkt in eine zum Teil stark zerrissene, 80 m hohe, praktisch senkrechte Felswand. Im Süden verläuft sie unter einem spit-

zen Winkel in einem sehr steilen Hang. Die Platzverhältnisse für den Bau einer Brücke waren ausserordentlich knapp und grössere Arbeiten waren beim nördlichen Widerlager praktisch unmöglich. Da der Bahntunnel nicht belastet werden durfte, waren Zwischenstützen auch für Lehrgerüste nicht möglich. Dies führte zu einer Brücke, welche nur von einer Seite aus im Freivorbau erstellt werden musste. Auf der Nordseite durfte der Auflagerdruck nicht grösser sein als der Felsausbruch für das Widerlager. Dies führte statisch gesehen im Bauzustand zu einem eingespannten Kragarm von 100 m Länge, der im Grundriss mit einem Radius von 148,50 m gekrümmt ist. Die Einspannung erfolgt über einen kurzen, mit Ballast gefüllten Kragarm von 23,0 m Länge, der an seinem Ende mit fast vertikalen Ankern gesichert ist. Für den Endzustand wurde der Kragarm an seinem nördlichen Ende um 16 cm angehoben und auf zwei Lager abgesetzt. Dadurch konnten praktisch alle an das Bauwerk gestellten Forderungen erfüllt werden:

- Auf der Nordseite ergab sich praktisch keine Baustelle.
- Sämtliche Bauarbeiten konnten in

Fig. 1. Grundriss und Längsschnitt – Plan et coupe longitudinale – Plan and longitudinal section



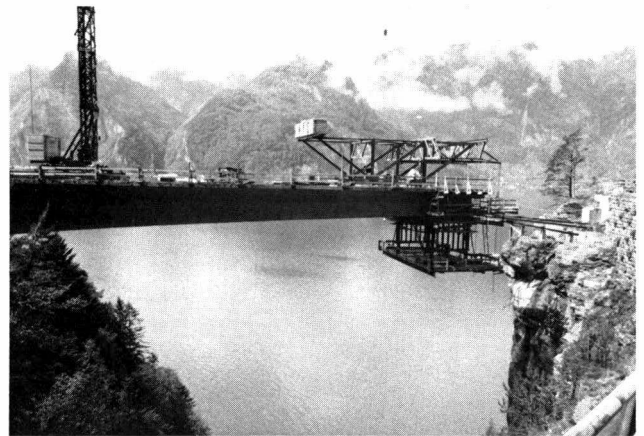
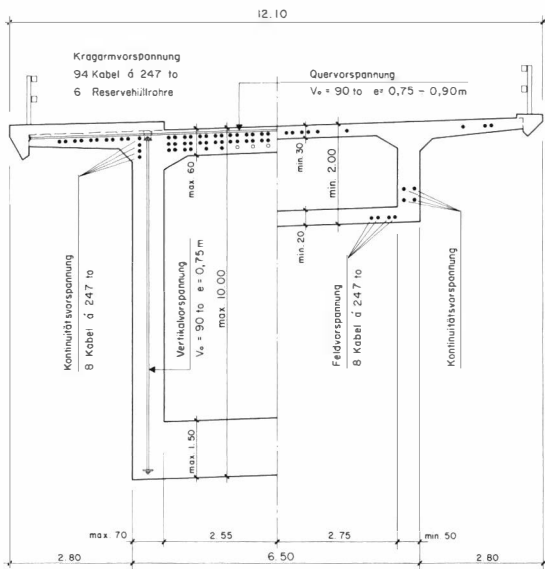


Fig.3. Ansicht der Brücke im Bauzustand mit Vorbauwagen und Kran – Vue du pont en exécution avec chariot de lancement et grue – View of bridge under construction with launching car and crane

Fig.2. Querschnitt der Brücke mit Anordnung der Vorspannung – Coupe transversale du pont avec disposition de la précontrainte – Cross section of the bridge with prestressing arrangement

genügender Distanz vom SBB-Tunnel ausgeführt werden.

- Die Bauarbeiten konnten ausserhalb der Steinschlaggefahr im Freivorbau erstellt werden.
- Installationen waren nur beim südlichen Widerlager erforderlich, wo Platz vorhanden war.
- Die eigentliche Baumasse wurde durch den Wald verdeckt, was den Forderungen des Natur- und Heimatschutzes entsprach.

Fundation, Lagerung

Die Fundationen erfolgten durchwegs neben der bestehenden Strasse in offenen Schächten auf Fels. Das Fundament, auf dem die Hauptlasten vertikal $V=13000\text{ t}$ und ein Torsionsmoment von 21000 mt angreifen, wurde seitlich mit vorgespannten VSL-Felsankern gesichert; desgleichen die Felspartien unter dem Widerlager Nord. Die Sicherung gegen Abheben der Brücke am kurzen Kragarm erfolgte durch 22 vertikale 35 bis 55 m lange VSL-Felsanker zu je 250 t.

Beim Hauptauflager ist der Überbau durch ein Betongelenk mit dem Fundament verbunden. Die Lagerung der Brücke bei den Widerlagern Nord und Süd erfolgte auf Neotopf-Gleitlagern.

Überbau

Der Überbau besteht aus einem Kastenquerschnitt von 10,0 bis 2,0 m Höhe und wurde in Etappen von 2,55 bis 4,35 m Länge im Freivorbau hergestellt. Der Kasten ist durch 4 Querscheiben ausgesteift. Die Längsvorspannung für den Kragarm weist 94 Kabel zu je 247 t auf, von denen jeweils 2 respektive 4 Kabel pro Etappe abgespannt wurden. Die Kabel sind in der Fahrbahnplatte untergebracht und wurden jeweils nach dem Einstossen der Litzen in der oberen Stegverdickung vorgespannt. Zusätzlich sind in den Stegen 8 Kontinuitätskabel von 130 m Länge zu 247 t angeordnet, welche nach der Fertig-



Fig.4. Ansicht der fertigen Brücke – Vue du pont achevé – View of completed bridge

stellung des Kragarmes gespannt wurden. Zur Aufnahme der im Endzustand auftretenden Feldmomente waren in der Druckplatte weitere 8 Kabel zu 247 t erforderlich, welche an einer Zwischenabspannstelle im Kasten vorgespannt wurden.

Zufolge der grossen Torsion und um die Deformationen gering zu halten sowie aus Platzgründen (um die schlaffe Armierung zu reduzieren) wurden sowohl die Fahrbahnplatte wie auch im ersten Drittel der Spannweite die Stege des Kastens vorgespannt. Die Quervorspannung der Fahrbahnplatte, erforderlich für Schub und Spaltzug, besteht aus Dywidag-Stäben zu 90 t Vorspannung, in einem Abstand von 0,75 bis 0,9 m.

Zum Erreichen der vertikalen Vorspannung wurden Dywidag-Stäbe zu 90 t in einem Abstand von 0,75 m verwendet. Die max. Durchbiegung nach dem Betonieren der letzten Etappe, d.h. ohne Endquerträgeretappen, betrug 11 cm. Die max. Verdrehung vom linken zum rechten Rand gemessen war $\Delta=4\text{ cm}$.

Erwin Stucki

Résumé: Le pont de l'Axenbergtobel se trouve sur l'Axenstrasse entre Sisikon et Flüelen, au bord du lac des Quatre-Cantons. En raison de la topographie et de problèmes techniques du trafic, il s'agit d'un arc horizontal de 100 m de long et 148,50 m de rayon. Il a été construit par encorbellement, puis soulevé au moyen de vérins et posé sur deux appuis mobiles. La sécurité du contre-poids est assurée par 22 câbles d'ancrage du type VSL de 35 à 55 m de long, chacun résistant à une traction maximum de 250 t. Dans le sens longitudinal la précontrainte a été appliquée par 108 câbles de la firme Spannstahl AG et la dalle comprimée a été également mis sous précontrainte. En raison de la torsion considérable la mise sous précontrainte du tablier et des entretoises du pont a été effectuée à l'aide de barres Dywidag tendues à 90 t chacune.

Summary: The Axenbergtobel bridge is part of the Axenstrasse, between Sisikon and Flüelen, on the shores of the lake of Lucerne. For topography- and traffic engineering reasons a curved 100 m long free cantilever girder with a radius of 148.50 m has been constructed, subsequently raised by means of jacks and placed upon two sliding bridge bearings. The counterbalance weight is secured by means of 22, 35–55 m long VSL-type rock anchors each resisting to a tension of 250 t. Longitudinal prestressing was applied to 108 wires made by Spannstahl AG, as well as to the compression slab. Due to considerable torsion the bridge deck and the box girder stalks have been prestressed by means of Dywidag bars each of which put under 90 t tension.

Parkhaus Kreuzbleiche, St. Gallen

Bauherr:
Projekt:
Bauleitung:
Ingenieur:
Unternehmer:
Vorspannarbeiten:
Baujahre:

Stadt St. Gallen
Heinrich Graf, Architekt BSA, St. Gallen
Peter Pfister, dipl. Arch. ETH/SIA/ASIC, St. Gallen
Grünenfelder + Lorenz AG, dipl. Ing. ETH/SIA, St. Gallen
Arbeitsgemeinschaft Corazza & Co AG, Stutz + Rudolf AG, St. Gallen
Stahlton AG, Zürich
1982–1984

Einleitung

In den Jahren 1982–84 wurde auf dem Kreuzbleicheareal in St. Gallen eine Sporthalle mit untenliegendem Parkhaus für rund 400 Pkw errichtet. Die Sporthalle, welche sowohl sportlichen Grossanlässen als auch dem Lehrlingsturnen dient, besteht aus einer Stahlkonstruktion kombiniert mit vorgefertigten Betonelementen. Das darunterliegende Parkhaus ist vollständig in vorgespanntem Ortsbeton erstellt. Die Aussenmasse des zweistöckigen Parkhauses betragen rund 51×89 m. Das Rastermass ergibt sich zu 7,20×8,40 m, wobei die Randfelder zufolge der Parkgeometrie etwa halb so gross sind. Die Sohle des Gebäudes liegt im Mittel etwa 8 m unter Terrain. Bedingt durch den normalerweise hohen Grundwasserspiegel musste berücksichtigt werden, dass dieser im

Endzustand bis zur Decke des oberen Parkgeschosses reichen kann.

Konzept

Üblicherweise muss ein Bauwerk mit diesen Aussenmassen durch Fugen unterteilt werden. Es war jedoch kaum möglich, unter Berücksichtigung der darüberliegenden Sporthalle eine vernünftige Fugenführung zu finden. Zudem hätte sich eine absolut wasserdichte Ausführung der Fugen gegen das Eindringen von Grundwasser sehr aufwendig gestaltet. Der Statiker schlug deshalb vor, auf Fugen zu verzichten, das ganze Parkhaus inkl. Aussenwände dafür aber in vorgespanntem Beton auszuführen. Alle Beteiligten konnten sich dieser Systemwahl anschliessen. Die Stützstreifen-Vorspannung der Decken ergab zudem

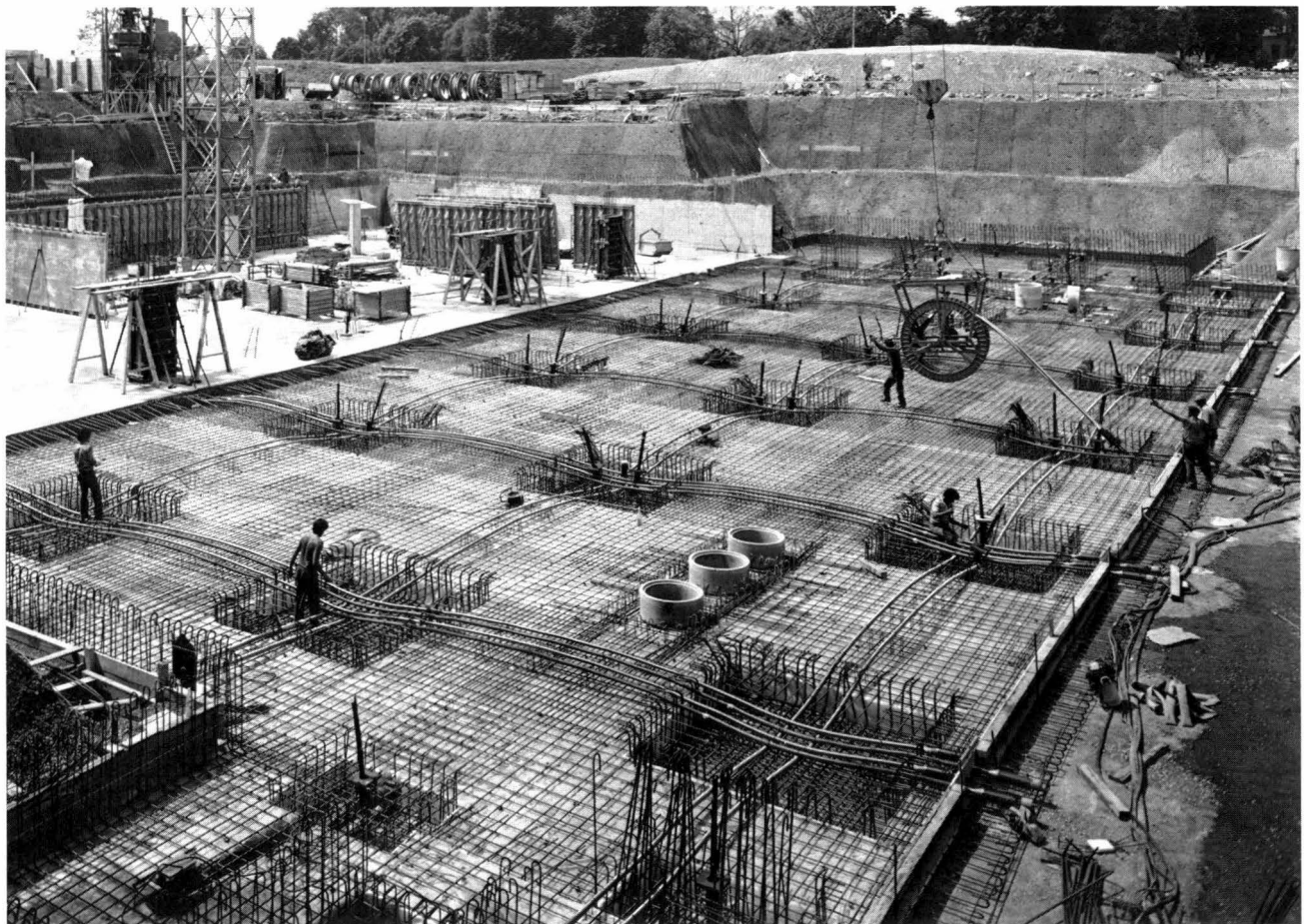
den Vorteil kürzerer Ausschaltfristen. Dies führte dazu, dass der Unternehmer weniger Schalgnaturen bereitstellen musste, die gleiche Schalung häufig wiederverwenden konnte und damit imstande war, sehr günstige Schalungspreise anzubieten. In Gebäudemitte wurde während der Bauzeit eine Schwindfuge angeordnet. Die Vorspannung in Querrichtung erfolgte so bald wie möglich zu 100% bei allen Kabeln, in Längsrichtung vorerst nur bei der Hälfte der Kabel. Das Spannen der restlichen Kabel in Längsrichtung geschah erst nach dem Schliessen der Schwindfugen. Alle Arbeitsfugen wurden wasserseitig mit einem schmalen Kunststoffband überklebt. Am Schluss erhielten die Aussenwände eine starre Dünnschichtabdichtung. Vorgespannte Betonkonstruktion und preisgünstige Dünnschichtabdichtung haben bis heute die Erwartungen erfüllt. Der Baukörper ist praktisch rissefrei und absolut wasserdicht. Eine Ausführung nur in Stahlbeton hätte etwa 50% mehr Armierung erfordert und hätte sich in Bezug auf Risseanfälligkeit wesentlich ungünstiger verhalten. Auch in wirtschaftlicher Hinsicht brachte die Vorspannung nur Vorteile, da eine reine Stahlbetonkonstruktion 5–10% teurer ausgefallen wäre.

Beschrieb der einzelnen Bauteile

Bodenplatte

Die Foundation kam vollständig in feste Moräne zu liegen. Dadurch war es

2. Etappe der Bodenplatte – 2me étape du radier – 2nd stage of foundation slab



möglich, die Stützenlasten von max. 5 MN problemlos auf Einzelfundamente abzustellen. Wesentlich aufwendiger gestaltete sich die Bewältigung des hydrostatischen Auftriebs, herrührend vom hohen Grundwasserstand. Für die Berechnung verblieb ein Nettoauftrieb von 45 kN/m^2 . Die Foundation musste somit für zwei Extremfälle ausgelegt werden: Maximale Stützenlasten ohne Auftrieb (Bauzustand), minimale Stützenlasten mit maximalem Auftrieb. Dies führte zu einer 40 cm starken Bodenplatte mit Verstärkungen auf 80 cm im Stützenbereich. Die Vorspannung der Bodenplatte erfolgte ebenfalls nach dem Stützstreifensystem, wobei pro Streifen in Querrichtung 2 BBRV 1400 und in Längsrichtung 4 BBRV 1000 erforderlich waren. Es konnte nachgewiesen werden, dass die Behinderung der Längendehnung durch den Untergrund klein war und nur zu unwesentlichen Vorspannverlusten führte.

Da bei den meisten Stützen und Wänden die Gebäudelast nicht ausreichte, um dem hydrostatischen Auftrieb entgegenzuwirken, mussten zusätzlich Auftriebsanker versetzt werden. Insgesamt wurden dafür 124 Zuganker à 1000 kN (System BBRV) eingebaut. Deren Länge betrug 18 m; die Verankerung erfolgte im Molassefels.

Die Oberfläche der gesamten Bodenplatte wurde vakuumbehandelt. Dies führte einerseits zu einer beträchtlichen Qualitätsverbesserung des Betons, andererseits wird die abgeglättete Oberfläche direkt von den Personewagen befahren, wodurch Belagsarbeiten eingespart werden konnten.

Wände

Zur Rissesicherung erhielten alle Außenwände eine zentrische Vorspannung. Die durchschnittliche Betonpressung betrug dabei $0,7\text{--}0,8 \text{ N/mm}^2$ und lag damit in der gleichen Größenordnung wie diejenige der Decken.

Parkgeschossecken

Beide Parkgeschossdecken wurden mit CONA-Monolitzen-Kabeln ohne Verbund in den Stützstreifen vorgespannt. Im Stützenbereich ergaben sich daraus die bekannt günstigen Verhältnisse bezüglich Durchstanzen. In Längsrichtung wurden 8, in Querrichtung 10 Kabel pro Stützstreifen angeordnet. Die Stärke der Decke des unteren Parkgeschosses beträgt 24 cm, diejenige des oberen Parkgeschosses (= Boden Sporthalle) 32 cm. Bei der oberen Decke mussten verschiedene Spezialprobleme (Installationen, Sportgeräte) gelöst werden. So kam beispielsweise die 35 cm tiefe



Gestaffelter Baufortschritt auf 3 Ebenen – Construction par étapes sur 3 niveaux – Staged construction on 3 different levels

Sprunggrube in 2 Stützenbereiche zu liegen, was eine sehr aufwendige und anspruchsvolle Führung sowohl der Vorspannkabel als auch der schlaffen Armierung erforderte. Dabei kam die grosse Flexibilität dieses Vorspannsystems voll zur Geltung.

Bauausführung

Um vernünftige Etappengrößen zu erhalten, wurde das Bauwerk in 4 Abschnitte unterteilt, die je rund ein Viertel der Gesamtlänge erreichten. Die Arbeitsfugen befanden sich dabei ungefähr in den Momentennullpunkten der Decke. Dadurch war es dem Unternehmer möglich, in einem wirtschaftlichen Taktverfahren zu arbeiten und die gleichen Schalungselemente mehrfach wiederzuverwenden.

In den Arbeitsfugen wurden für die Längsspannglieder Zwischenanker bzw. Kupplungen angeordnet. Die Kabellänge für die noch fehlenden Etappen verblieb dabei auf Bobinen. Etwa 3 Tage nach dem Betonieren hatte der Beton diejenige Festigkeit erreicht, die es gestattete, die Vorspannung aufzubringen. Unmittelbar nach dem Spannen wurde die Schalung abgesenkt und zur nächsten Etappe vorgefahren. Der Rohbau des Parkhauses benötigte rund $6'000 \text{ m}^3$ Beton. Dank den kurzen Ausschulfristen war es möglich, diese Baustoffmenge in nur 5 Monaten Bau-

zeit zu verarbeiten. Die Vorspannung des gesamten Bauwerkes besteht aus $3'500 \text{ m}$ BBRV-Drahtkabeln und $24'000 \text{ m}$ CONA-Monolitzenkabeln.

Alfred Lorenz

Résumé: En 1982, on a construit au-dessous d'une halle de sport, un parking sur deux niveaux pour 400 voitures.

Le bâtiment de 90 m de long est situé dans la nappe phréatique; il a été réalisé sans joint. Pour cela, le radier, les murs et les dalles ont été précontraints au moyen de câbles concentrés en bandes d'appui. Grâce à la précontrainte, le rythme de la construction a été plus rapide. De plus, cette construction a coûté 5 à 10% meilleur marché qu'une solution traditionnelle en béton armé. La sous-pression est reprise au moyen de 120 ancrages verticaux. Pour garantir l'étanchéité on a, en plus du béton, un revêtement mince et rigide. Jusqu'à ce jour, on ne constate pratiquement aucune fissure et l'étanchéité à l'eau est assurée.

Summary: The substructure of a gymnasium built in 1982 consists of two underground parking-levels for a total of 400 cars. Most part of the structure with a length of about 90 m lays below the subsoil water level. Therefore the foundation slab, the walls and the two upper slabs are prestressed, thus omitting the necessity of slip-joints. The tendons in the three concrete slabs are arranged in accordance with the support-strip-method. The use of prestressing allowed a rapid construction proceeding and resulted in a cost-saving of 5-10% compared to reinforced concrete slabs. The hydrostatic lift is counteracted by 120 ground anchors. The structure is practically free of cracks and absolutely watertight.

Parete ancorata per il «Banco di Roma per la Svizzera» a Lugano

Committente:
Progetto:

Banco di Roma per la Svizzera, Lugano
Architetto F.A. van Kuyk, Sorengo;
Studio d'ingegneria Mantegazza & Cattaneo SA, Sorengo
Bassi Ugo, Pregassona
Stahlton SA, Lugano/Injectobohr SA, Locarno
1984

Impresa costruzioni:
Ancoraggi:
Anno di costruzione:

Il sedime previsto per l'edificazione del nuovo stabile amministrativo del Banco di Roma per la Svizzera è situato nel centro di Lugano tra via San Lorenzo e Via Motta.

L'inserimento della nuova costruzione nel rispetto dei vincoli del piano regolatore ed a causa della configurazione del terreno ha comportato lo scavo di ca. 33000 m³ di roccia. Per il sostenimento della via San Lorenzo e del soprastante palazzo Vescovile si è resa necessaria l'esecuzione di una parete ancorata.

Descrizione dell'opera

Caratteristiche generali

La parete ancorata ha uno sviluppo totale di 93,50 m con una parte centrale parallela a via San Lorenzo di 52,30 m e due risvolti laterali di 21,40 m, rispettivamente di 19,80 m. L'altezza varia tra 15,40 e 24,80 m.

229 ancoraggi permanenti della classe 6 ($V_G = 880$ kN) di lunghezza variabile tra 17 e 32 m. ne assicurano la stabilità. Ad ogni ancoraggio corrisponde un elemento di parete con una dimensione di 2,60 m in altezza e di 3,20 in larghezza. Detti elementi hanno determinato la scelta delle fasi di scavo.

Geologia

Sono stati eseguiti dei sondaggi geognostici preliminari che ci hanno permesso di definire il profilo della roccia e di ricavare i parametri necessari per il dimensionamento dell'opera. Il materiale di scavo e di riflesso quello

di perforazione è composto quasi esclusivamente di micascisto filladico con scistosità variabile e tratti pieghettati con frequenti intercalazioni quarzose e letti micacei.

Esecuzione dell'opera

Fasi di lavoro

La parete ancorata venne eseguita a tappe e a settori alterni partendo dalla quota superiore di 297 m s.m. e scendendo sino alla quota del primo sotterraneo posto a 272,20 m s.m.

Le fasi principali si possono così riassumere:

- scavo generale fino all'imposta dei settori
- scavo parziale e di sottomurazione di un elemento
- perforazione per l'inserimento dell'ancoraggio e prova di tenuta d'acqua
- posa dell'ancoraggio e iniezione
- messa in tensione dopo il tempo d'indurimento sia della malta di iniezione che del beton del relativo pannello.

Durata del lavoro, misurazioni

La durata dei lavori per l'esecuzione della parete ancorata, compreso lo scavo, è stata di 8 mesi. Per le prime due tappe il ritmo di lavoro era dettato dalla ditta di perforazione a causa della lunghezza degli ancoraggi e all'impossibilità di inserire macchinario supplementare in rispetto alle severe prescrizioni comunali.

La perforazione venne eseguita con

un'apparecchiatura Böhler semovente. La qualità della roccia attraversata non ha richiesto l'inserimento di tubi di rivestimento per l'avanzamento della perforazione. In seguito il programma venne condizionato dal ritmo di lavoro della ditta incaricata dell'esecuzione dello scavo.

Il rispetto delle ordinanze comunali sulla repressione dei rumori molesti che vietano l'uso di esplosivi ha condizionato la scelta del sistema di scavo. Lo stesso venne pertanto eseguito con martelli demolitori silenziati montati su bagger.

Per osservare le deformazioni e movimenti della parete ancorata sia durante il periodo di costruzione che in seguito, trattandosi di un'opera a carattere permanente, sono stati eseguiti o posati:

- tre estensometri con tre punti di misura posti a 10, 20 e 30 m di profondità
- tre ancoraggi muniti di dinamometri elettrici
- il 10% degli ancoraggi quali ancoraggi di controllo; gli stessi sono accessibili anche a costruzione terminata
- quattro tubi per inclinometri a monte della parete.

I risultati delle misure, in parte registrati nella Fig. 3 rivelano uno spostamento della parete nel suo coronamento di ca. 1,3‰ rispetto all'altezza massima

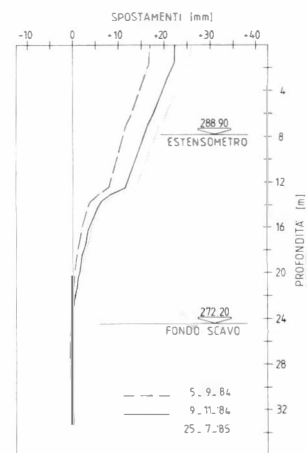
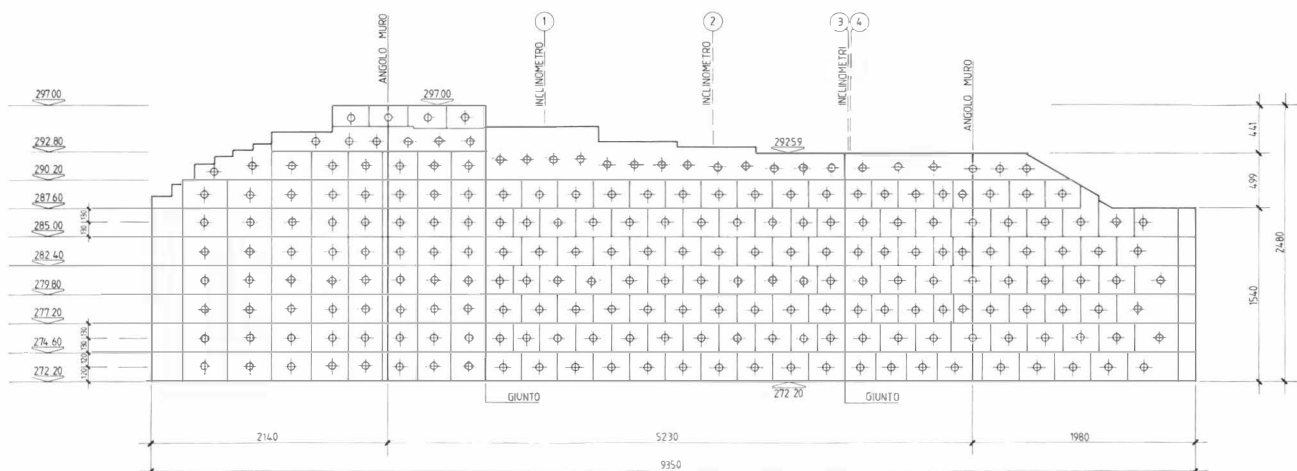


Fig. 3. Deformationsmessungen Klinometer 4 – Mesures de déformation inclinomètre 4 – Misure di deformazione inclinometro 4

Fig. 1. Ansicht der verankerten Elementwand – Vue de la paroi ancrée – Vista della parete ancorata



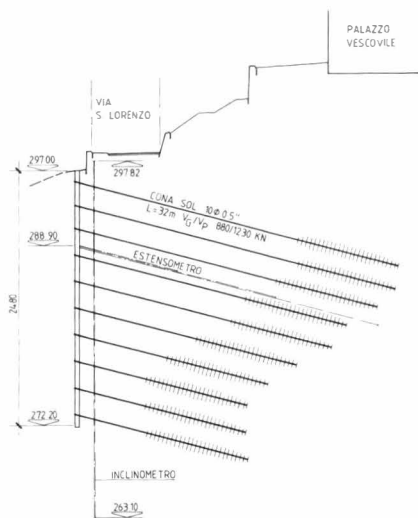


Fig. 2. Schnitt durch Elementwand – Coupe en travers – Sezione verticale

della fossa di scavo. Questi movimenti sono da ascrivere alla diminuzione delle tensioni interne della roccia dovute all'alleggerimento dello scavo con un rapporto più o meno lineare con le fasi di abbassamento.

Conclusion

L'ubicazione del cantiere nel centro di Lugano, con i connessi problemi di accesso, il notevole volume di scavo quasi tutto in roccia, la contemporanea presenza di quattro ditte preposte all'esecuzione dell'opera, ha creato non pochi problemi di coordinamento per ridurre i tempi d'attesa e garantire un ritmo di lavoro il più possibile regolare con l'impiego delle macchine in modo continuato.

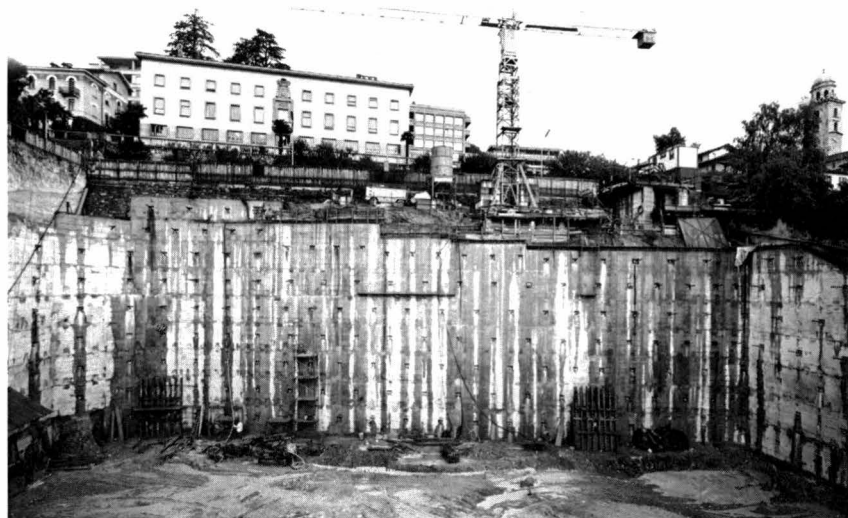


Fig. 4. Ansicht der gesamten Baugrube mit Elementwand – Vue de la fouille avec paroi ancrée – Vista d'assieme con la parete ancorata

I dispositivi di misura degli spostamenti e delle tensioni si sono rivelati oltremodo utili già nella fase di costruzione ed hanno confermato che lo spostamento zero della parete si può ottenere solo con l'inserimento di ancoraggi molto più lunghi soprattutto nelle serie poste in basso.

Basilio Filippini, Giorgio Sartoris

Zusammenfassung: Wegen des steil abfallenden Geländes erforderte der Bau des neuen Verwaltungsgebäudes Banco di Roma per la Svizzera in Lugano einen Felsaushub von ca. 33000 m³. Um die Strasse San Lorenzo, sowie die darüberliegende Bischofsresidenz zu sichern, erwies sich eine verankerte Elementwand am geeignetsten. Diese Sicherungswand ist in der Abwicklung 93,5 m lang, ihre Höhe variiert zwischen 15,40 und 24,80 m. 229 BBRV-Daueranker mit einer Gebrauchslast ($V_G = 880$ kN und variabler Länge zwischen 17,0 und 32,0 m) gewährleisteten die Stabilität dieser gefährdeten Baugrube. Die horizontale Verschie-

bung an der Mauerkrone betrug ungefähr 1,3% der maximalen Baugrubenhöhe. Nur durch den Einbau von wesentlich längeren Gründungsankern, hauptsächlich in den unteren Lagen hätte jegliche horizontale Verschiebung vermieden werden können.

Summary: The construction of the new administration building Banco di Roma per la Svizzera at Lugano demanded an excavation of approximately 33000 m³ of rock because of the steep slopes of the terrain. A concrete element wall, tied back by means of rock anchors, offered a most appropriate solution for securing the road San Lorenzo as well as the Bishop's-palace situated over it. The wall has a total length of 93,5 m with a height varying between 15,4 and 24,8 m. 229 permanent ground anchors type BBRV with a service load of 880 kN and an anchor length between 17,0 and 32,0 m guarantee the stability of this endangered excavation. The horizontal movement at the top of the wall was measured at approximately 1,3% of the maximum height of the excavation. Only by the introduction of much longer anchors, particularly in the lower layers the movement of the wall could have been eliminated.

Brücke über das Val Crotta

Bauherrschaft und Bauleitung: Kanton Tessin, Sektion Kantonsstrassen
Projektverfasser: Ingenieurgemeinschaft: Luigi Brenni, Mendrisio und Gianfranco Dazio, Cadenazzo
Geologie: Ing. Piercarlo Pedrozzi, Lugano
Bauunternehmer: CST SA, Biasca
Freivorbau: Stahlton SA, Lugano und Ing.-Büro Aschwanden & Speck, Zürich
Baujahre: 1984–1985

Allgemeines

Die Brücke über das Val Crotta befindet sich im Valle di Muggio, einem Seitental des südlichen Teils des Tessins. Sie wurde im Zuge des Projektes einer Erweiterung der gegenwärtigen Kantonsstrasse realisiert und ersetzt eine aus dem Jahre 1908 stammende Natursteinbrücke mit in der Hauptspannweite eingehängter Stahlgitterkonstruktion. Die Überquerung der Talsohle in einer Höhe von 70 m führte zum Projekt einer Bogenbrücke, mit

dem Vorteil des geringsten Materialeinsatzes, bei gleichzeitig eleganter Einpassung in die Landschaft. Das Projekt wurde in zwei möglichen Ausführungsvarianten ausgeschrieben: Konventionelle Bauweise mit Lehrgerüst oder Freivorbau unter Verwendung temporärer Rückhalteketten. Der konkurrenzfähige Preis dieser zweiten Variante, bei gleichzeitig reduziertem Ausführungsrisiko waren für die nachfolgend beschriebene Ausführung massgebend.

Das Projekt

Hauptabmessungen und Lagegeometrie: Die Axe der Strasse verläuft geradlinig, ausgenommen beim südlichen Brückenanschluss, Seite Bruzella, wo die Fahrbahn zwischen dem Strassenanschluss und dem ersten Pfeilerpaar einen Radius von 25 m aufweist. Das Längsgefälle variiert zwischen 2,6 und 6,7% in südlicher Richtung, während die Querneigung 2,5% beträgt. Die Länge der Brücke beträgt 145 m, die Fahrbahnbreite 7 m. Die Abmessungen des Bogens sind: Spannweite 90,0 m, Pfeilhöhe 19,2 m. Der Höhenunterschied zwischen den Kämpfern beträgt 2,3 m.

Geologie: Der Baugrund besteht aus lombardischem Kieselkalk aus dem Jura mit Schichten variabler Mächtigkeit, charakterisiert durch eine Neigung gegen Süd-Westen unter 15° bis

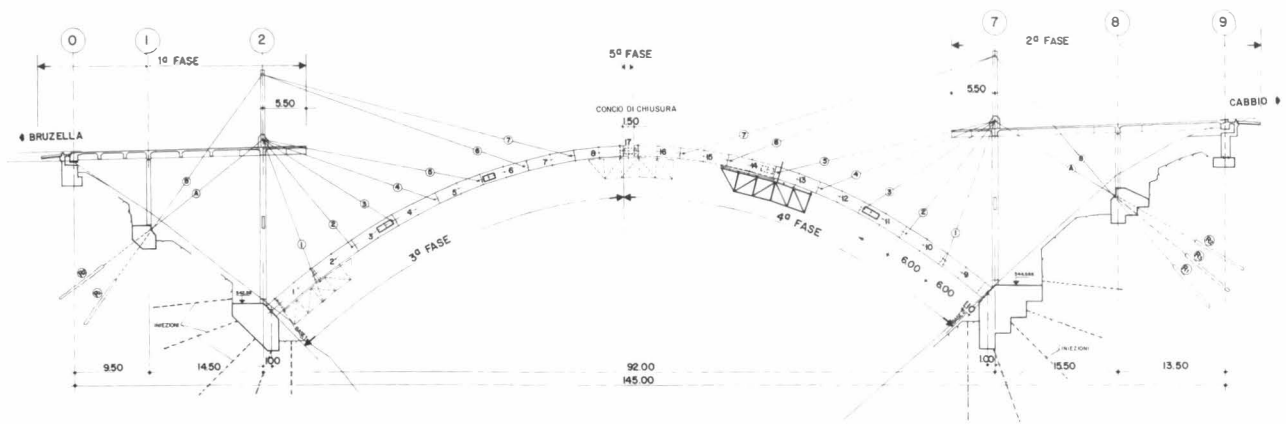


Fig. 1. Bauvorgang im Längsschnitt – Phase d'exécution en sens longitudinal – Construction process in longitudinal sense

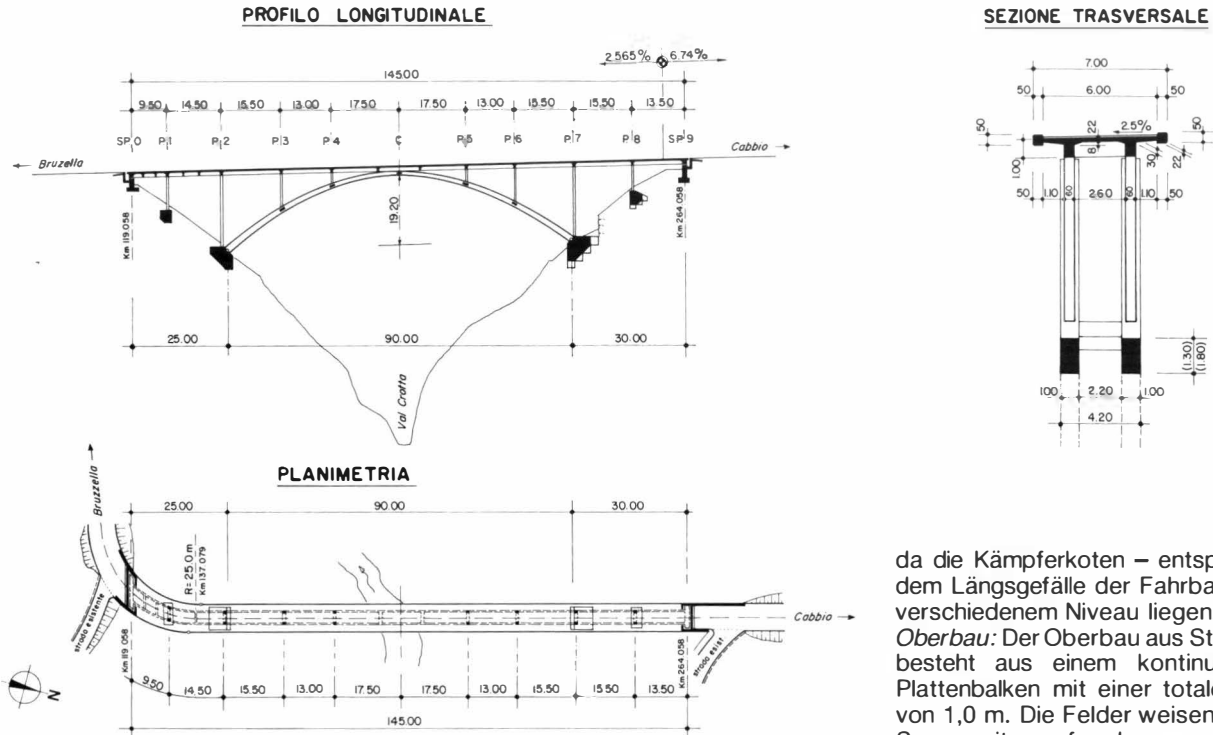


Fig. 2. Grundriss, Längs- und Querschnitt – Plan, coupes longitudinale et en travers – Ground plan, longitudinal and cross sections

35°. Vorgängige geologische Sondierungen wurden ausgeführt, sowohl vertikal wie auch unter einem Winkel von 35° geneigt, um die Durchführbarkeit der gewählten Ausführungsvariante auch von geologischen Profil her zu prüfen.

Fundamente: Die Fundamentblöcke stützen sich auf den Fels ab und sind entweder mit Perfoankern oder BBRV-Ankern gesichert. Letztere waren wegen des gewählten Bauvorganges notwendig. Die Kämpferfundamente sind gegen den anstehenden Fels 45° geneigt und auch treppenförmig ausgebildet (Breite 6,0 m, Höhe 6,0 bis 8,0 m).

Pfeiler: Die Pfeiler wurden paarweise in regelmässigem Abstand angeordnet:
 – über dem Terrain: Querschnitt 0,6×0,7 m, Höhe bis zu 8,3 m
 – über den Kämpfern: Querschnitt 0,8×0,8 m, Höhe bis zu 19,0 m, auf halber Höhe durch einen Querträger miteinander verbunden.

– über dem Bogen: Querschnitt 0,6×0,6 m, Höhe bis zu 8,0 m
 Die Stützenköpfe der Pfeiler über den Kämpfern sind in die Fahrbahnplatte eingespannt, während alle übrigen Pfeiler als Pendelstützen mit Betongelenk ausgebildet sind.

Widerlager: Die Widerlager, als Wand ausgebildet, ruhen auf dem Fels. Ihre Höhe ist abhängig von den Quaternärschichten, die abgetragen wurden. Sie sind mit je 2 Neotopflagen ausgerüstet, auf welchen die Endquerträger aufliegen.

Bogen: Der Bogen besteht aus einem eingespannten Zwillingsträger, welcher polygonal geführt ist. Der Zwillingsträger weist eine konstante Breite von 2×1 m und eine variable Stärke von 1,8 m im Kämpfer und 1,3 m im Scheitel auf. Fünf horizontale Querträger mit Breiten zwischen 1,6 m und 2,0 m und einer Dicke von 0,8 m versteifen die Zwillingsträger mit einem Abstand von 2,2 m in der Querrichtung. Bezüglich der vertikalen Mittelachse ist der Bogen nicht symmetrisch,

da die Kämpferkoten – entsprechend dem Längsgefälle der Fahrbahn – auf verschiedenem Niveau liegen.

Oberbau: Der Oberbau aus Stahlbeton besteht aus einem kontinuierlichen Plattenbalken mit einer totalen Höhe von 1,0 m. Die Felder weisen variable Spannweiten auf und messen von Süden her: 9,5 m/14,5 m/15,5 m/13,0 m/12,3 m/Scheitelfeld 10,4 m/12,3 m/13,0 m/15,5 m/15,5 m und 13,5 m.

Die Wahl der Spannweiten ist durch den Wunsch begründet – unter Berücksichtigung der Gestalt des Bogens und des Oberbaus ästhetischen Rhythmus in Abhängigkeit zur Geländeform zu erzielen. Bei den Pfeilerpaaren sind die Längsrippen durch Querversteifungen miteinander verbunden.

Bauausführung

Baustellen-Installation: Die Baustelle wurde durch einen Kabelkran mit einer Spannweite von 160 m und einer Tragfähigkeit von 3 Tonnen bedient. Unter Berücksichtigung der beengten Verhältnisse und der sehr kleinen Betonmengen pro Etappe wurde Transportbeton aus einem 5 km entfernten Betonwerk verwendet.

Dank der gewählten Bauausführung wurden die Beeinträchtigungen des angrenzenden Geländes auf ein derart extremes Minimum limitiert, wie es bei einer konventionellen Bauausführung mit provisorischen Fundamenten nie hätte realisiert werden können.

Bauetappen: Das Bauwerk wurde in folgenden Abschnitten ausgeführt:

1. Etappe: Erstellen der Fundamente, Pfeiler und Fahrbahnplatte der ersten beiden südseitigen Felder, Ausführung und Einbau der Felsanker im Fundament des ersten Pfeilers
2. Etappe: Analoge Ausführung der beiden nördlichen Felder
3. Etappe: Erstellen des südlichen Zwillingbogens im Freivorbau mit temporären Rückhalte-kabeln, die im Fundament des ersten Pfeilerpaares verankert wurden
4. Etappe: Analoge Ausführung der nördlichen Zwillingbogen
5. Etappe: Ausführung des Scheitel-schlusses und Ausbau der Hilfselemente (Schräggabel, Rückhalte-kabel und Hilfspylo-ne)
6. Etappe: Fertigstellung der Fahrbahnplatte über den Mittel-feldern, Betonieren der Randträger, Einbringen des Fahrbahnbelages und Fertigstellungsarbeiten.

Zu erwähnen wäre, dass die 3. und 4. Etappe beim Einsatz zweier Freivorbauwagen gleichzeitig hätte ausgeführt werden können. Wirtschaftliche und organisatorische Gründe haben die Bauherrschaft bewogen, diese Etappen einander anschliessend auszuführen.

Hilfsgeräte für den Freivorbau: Der Vorbauwagen bestand aus einer tragenden Stahlkonstruktion, versehen mit den notwendigen Schutzvorrichtungen für die Arbeiter. Das Gesamtgewicht betrug 13t. Die Schräggabel bestanden aus Spannstahl $\varnothing 7$ mm mit 14 bis 22 Drähten und einer Länge von 23 bis 41 m. Für die Rückhalte-kabel wurden Schräggabeln von 42 bzw. 52 Drähten $\varnothing 7$ mm verwendet. Die 8 Felsanker mit einer Gebrauchskraft von 200 t bleiben eingebaut.

Die 2 Hilfspylo-ne, in Stahlbau ausgeführt, wurden über den Pfeilern im Kämpferbereich aufgerichtet. Ihre Höhe war auf die längsten Schräggabel abgestimmt, um deren Neigung zu reduzieren. So konnten bei den beiden letzten Betonieretappen die auf die Kabel wirkenden Kräfte klein gehalten werden. Die Hilfspylo-ne waren gelenkig über einer Verteilplatte auf dem Beton des Oberbaues befestigt.

Wöchentlicher Arbeitsrhythmus: Folgendes Bauprogramm war vorgesehen und wurde in wöchentlichen Zyklen realisiert:

- Montag: Vermessung, Spannarbeiten, Nachmessen und anschliessendes Vorfahren des Vorbauwagens
- Dienstag und Mittwoch: Einbau der Schalung und Verlegen der Armierung
- Donnerstag: Betonieren einer Etappe von 6,0 m mit einer Kubatur von 16–21 m³ für beide Zwillingbogen-Abschnitte



Fig. 3. Bauzustand – Phase d'exécution – Construction stage

- Freitag: Einbau der Kabel für die folgende Etappe
- Montag: Beginn eines neuen Zyklus.

Dauer der Arbeiten, Verformungen, Vermessungen: Die Fertigstellung der Zwillingbogen beanspruchte fünfeinhalb Monate, unter Berücksichtigung der ferienbedingten Unterbrechung. Eine Vorstellung über die Verformungen geben die am äussersten Bogenende gemessenen 7 cm, um die sich der Bogen während des Einbringens des Betons gesenkt hat. Ausser den Verformungen musste die Spannkraft der Schräggabel ständig kontrolliert werden, um die zulässige Belastung des Stahlbetons nicht zu überschreiten.

Die Temperaturschwankungen im Tagesablauf verursachten bemerkenswerte Verformungen am Ende des Halbbogens: 3,0 cm in der Höhe und 1,0 cm in der Länge. Ein genaues Vermessungsprogramm wurde durchgeführt, um ständig die effektiven Verformungen mit den theoretischen Berechnungen vergleichen zu können. Der endgültige Bogenschluss innerhalb der Ausführungstoleranzen konnte ohne Veränderung der Spannung in den Schräggabel erreicht werden. In einem einzigen Punkt konnte eine Abweichung von 6 mm vom Projekt gemessen werden.

Die Erarbeitung der statischen Berechnungen für jeden Bauzustand und der ständige Vergleich mit dem endgültigen statischen System erfordern allerdings einen bemerkenswerten

Schlussfolgerungen

Das Hauptproblem bei der Ausführung von Bogenbrücken grosser Spannweite lag immer beim Lehrgerüst.

Der Bau des Bogens mittels des etappenweisen Freivorbaus ist eine gültige Variante und dies mit einfachen und sicheren Mitteln.

Die Erarbeitung der statischen Berechnungen für jeden Bauzustand und der ständige Vergleich mit dem endgültigen statischen System erfordern allerdings einen bemerkenswerten

Projektierungsaufwand mit ständiger Überprüfung und häufigen Präzisionsvermessungen.

Die Leichtigkeit des Bauwerkes beweist die erreichbare Wirtschaftlichkeit und ist das wesentliche Element dessen Ästhetik.

Luigi Brenni
und Gianfranco Dazio

Riassunto: Il ponte sulla Val Crotta per la strada cantonale della Valle di Muggio ha una struttura ad arco di 90 m di luce, con impalcato a trave continua in cemento armato a due nervature e soletta monolitica (doppia T), poggianti su sottili pilastri gemelli. L'arco, realizzato a conci per sbalzi successivi, è anch'esso costituito da due nervature a sezione rettangolare con larghezza costante e altezza variabile, collegate fra loro da cinque travi trasversali. Dopo una breve descrizione dell'opera, l'articolo si sofferma in particolare sul procedimento costruttivo adottato e sullo svolgimento delle varie fasi di lavoro che hanno permesso di ottenere un ritmo di avanzamento pari ad un concio di ca 6.0 m di lunghezza alla settimana.

Résumé: Le pont de la route cantonale, qui franchit le Val Crotta dans la vallée de Muggio, a une structure en arc de 90 m de portée. Son tablier est constitué par une poutre continue en béton armé à deux nervures qui prennent appui sur d'étroits piliers reliés entre eux. L'arc, réalisé en encorbellement par voussoirs successifs, est aussi constitué par deux nervures à section rectangulaire variable reliées par des entretoises. Après une brève description de l'ouvrage, l'article examine en particulier le procédé de construction adopté et les phases de construction qui ont permis d'atteindre un rythme de travail d'un voussoir de 6 m de longueur chaque semaine.

Summary: The arch bridge of the highway across the "Val Crotta" in the Muggio-Valley (Canton Ticino, Switzerland) has a span of 90 m. The continuous concrete bridge deck has two longitudinal ribs each being supported by very slender piers. The arch has been executed, using the segmental cast-in-situ cantilevering procedure. It consists of two rectangular, full sections of variable height which are connected by means of a transverse beam at each segment. After a brief description of the bridge structure the present publication deals with the construction procedure and the phases of work which permitted to complete a 6 m long arch segment every week.

Fernmeldeturm St. Chrischona bei Basel (PTT-Mehrzweckanlage)

Bauherr:
Oberbauleitung:
Projekt und Bauleitung:

Generaldirektion PTT, Radio- und Fernseh Abteilung, Bern
Generaldirektion PTT, Hochbauabteilung, Bern
Arbeitsgemeinschaft: Ingenieurbureau A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel, und Architekten Fl. Vischer & G. Weber, Basel
Arbeitsgemeinschaft: Ed. Züblin + Wenk + Cie AG, Basel; Stamm AG, Basel; BBG Basler Baugesellschaft; Stehelin + Vischer AG, Basel
1980–1984

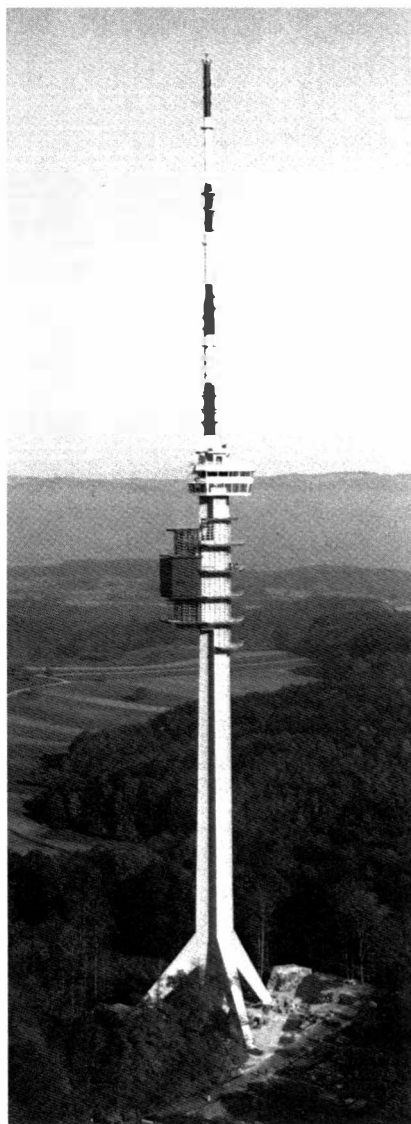
Bauausführung:

Bauzeit:

1. Allgemeines

Die PTT-Mehrzweckanlage St. Chrischona befindet sich nordöstlich von Basel, Schweiz. Sie umfasst einen Sockelbau mit verschiedenen Betriebsräumen und einen Fernmeldeturm. Dieser besteht aus einem massiven Turmteil aus Spannbeton von 152 m Höhe und aus einem 96 m hohen Mast aus Stahl und Polyurethan. Der Turm ist eine neuartige Konstruktion mit drei Stielen und einem speziellen, funktionsangepasstem Schaftquerschnitt.

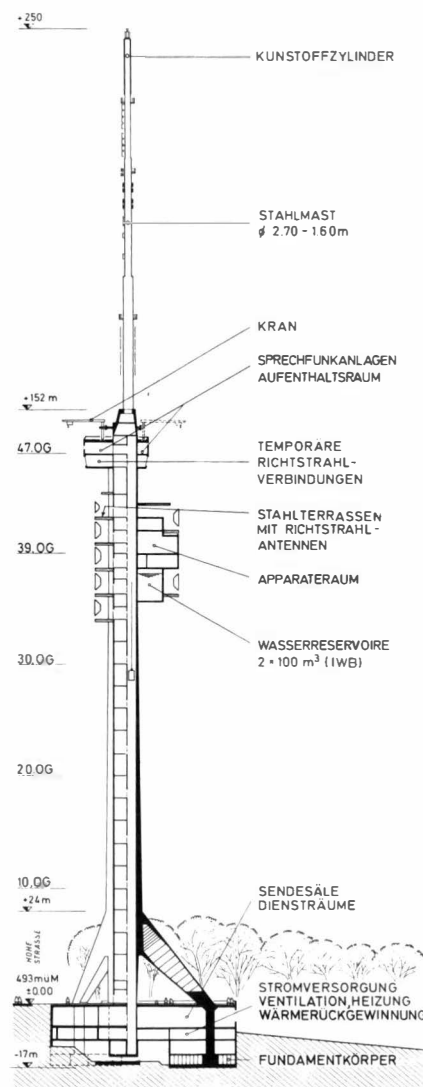
Fig. 1a. Ansicht – Vue d'ensemble – General view



2. Untergrund und Fundation

Der Untergrund im Bereich der Mehrzweckanlage St. Chrischona wird von Triasformationen aufgebaut. Der Gründungshorizont wird von bunten Mergeln des Gipskeupers gebildet. Die Fundation der gesamten Mehrzweckanlage besteht aus drei weit auseinanderliegenden Einzelfundamenten, deren Grundrissfläche je 226 m² beträgt. Das Bauwerk wurde so ausgelegt, dass das Gesamtgewicht der gesamten Mehrzweckanlage von 25000 t nur wenig grösser ist als das

Fig. 1b. Vertikalschnitt – Coupe verticale – Vertical section



Gewicht des abgeführten Aushubes. Trotz des schlechten und setzungsempfindlichen Baugrundes bleiben die Setzung und Setzungsdifferenzen gering.

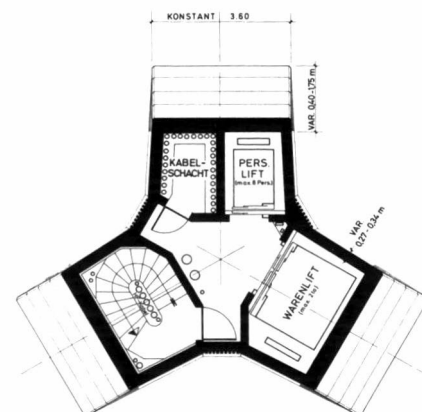
3. Entwurf und Gestaltung

Der gewählte dreisternförmige Schaftquerschnitt, Fig. 2, erfüllt die vom Bauherrn gestellten Betriebsanforderungen am besten. Ausserdem ist dieser Querschnitt in schalungstechnischer Hinsicht optimal, da nur die Aussenabmessungen veränderlich sind, während die Innenabmessungen auf der ganzen Höhe konstant bleiben. Die Aussenmasse des Turmschaftes verjüngen sich bis zu den Turmausbauten linear. Damit bildet der Turmschaft in diesem Bereich einen Pyramidenstumpf mit polygonalem Grundriss. Die Wandstärken der drei peripheren Haupttragwände nehmen nach unten entsprechend den statischen Anforderungen von 40 cm auf 175 cm zu. Im Bereich der Turmausbauten zwischen Niveau 102,0 m bis 145,0 m bleiben die Wandstärken aus betrieblichen sowie aus bautechnischen Gründen konstant. Der Turmschaft ruht auf drei sich nach unten verjüngenden Stielen mit rechteckigem Hohlquerschnitt; Fig. 1. Aus betrieblichen Gründen (Lift, Leitungsschacht) ist der Turmschaft bis in das unterste Geschoss der Mehrzweckanlage verlängert.

Die geographische Lage des Turmes führte zu einer Anhäufung von Richtstrahlantennen auf der Südseite des Turmes. Um einen harmonischen Gesamteindruck des Turmes zu erhalten, wurde als Gegengewicht zu den Antennen-Stahlterrassen auf der Nordseite des Turmes ein einseitiger, rucksackförmiger Anbau mit verschiedenen Betriebsräumen angeordnet.

Der Sockelbau (Fig. 3) besteht aus drei Untergeschossen. In der obersten Decke liegen die Zugbänder, welche die grossen Horizontalkräfte aus den Turmstielen aufnehmen. Die Vertikalkräfte werden von dort über Vollstützen durch den Sockelbau in die Fundamente geleitet. Turm und Sockelbau sind fugenlos miteinander verbunden.

Fig. 2. Schaftquerschnitt – Coupe transversale du fût – Shaft cross-section



4. Merkmale des Turmes

Die Konstruktion des Fernmeldeturmes St. Chrischona weist folgende Vorteile auf:

- Grosse Steifigkeit des Tragwerkes zur Einhaltung der zulässigen Verdrehungen der Richtstrahlverbindungen.
- Schlankes Aussehen des Turmes dank den Licht- und Schatteneffekten am Dreisternquerschnitt des Turmschaftes.
- Reduktion der Karman-Erregung, die instationäre Kräfte quer zur Windrichtung erzeugt, durch die Kanten des Turmschaftes.

5. Windbelastung

Die statische Ersatzlast hängt nicht nur vom Wind und Formbeiwert des Bauwerkes ab, sondern auch von dessen dynamischem Verhalten. Windkanalversuche wurden durchgeführt. Der Hauptzweck der Untersuchungen war die Bestimmung der windinduzierten Schwingungen und der globalen Windlasten. Der statisch äquivalente Bemessungswind entspricht einer Windgeschwindigkeit von 160 km/h. Verglichen mit den Windlasten waren die Erdbebeneinwirkungen nicht massgebend.

6. Bauausführung

Die scharfen Bedingungen bezüglich der Verformung des Turmes im Gebrauchszustand sowie bautechnische und wirtschaftliche Überlegungen führten zu einer kombinierten Bewehrung mit schlaffem Stahl und Spannstahl. Für die schlaffe vertikale Bewehrung wurden praktisch durchwegs gemuffte Gewindestäbe verwendet. Dabei wurden die Muffen aus statischen und konstruktiven Gründen versetzt angeordnet. Die horizontale Bewehrung besteht aus hochwertigem Stahl III und IV gemäss Norm SIA 162.

Die Forderung der Bauherrschaft, dass der Turmschaft bis zu Windgeschwindigkeiten von 100 km/h eine grosse Steifigkeit aufweisen und folglich in diesem Bereich ungerissen bleiben muss, führte zu einer Vorspannung des Turmschaftes mit einem Vorspanngrad von 50% bis 70%.

Sämtliche BBRV-Spannkabel sind in den aussenliegenden Haupttragwänden des Turmschaftes verlegt (Fig. 4). Der grösste Teil der Kabel ist dabei radialsymmetrisch zur Turmachse angeordnet. Zur Aufnahme der Biegemomente aus den asymmetrisch auskragenden Turmausbauten wurde eine zusätzliche exzentrische Vorspannung aufgebracht mit der man auch die Auslenkung des Turmes in der Ausführungsphase korrigieren konnte.

Der dreisternförmige Turmschaft wurde mit einer Kletterschalung in 51 Etappen von jeweils 2,89 bis 3,05 m Höhe hergestellt. Eine Gleitschalung kam wegen den zahlreichen Aussparungen und speziellen Einlagen nicht in Frage.

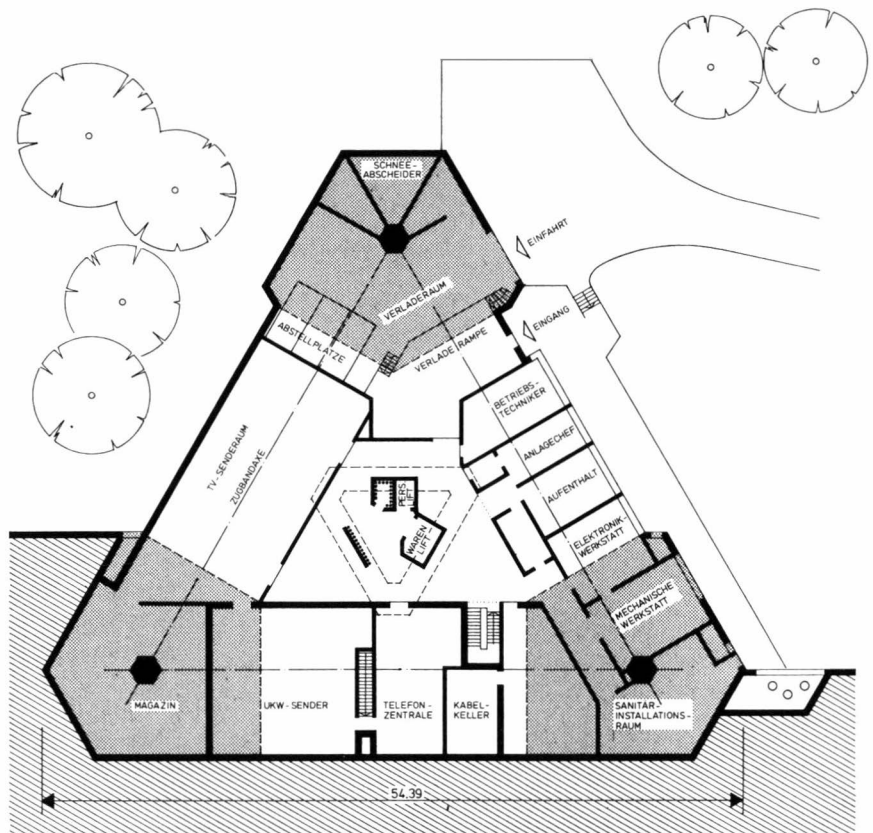


Fig.3. Grundriss Sockelgeschoss -1 – Plan du sous-sol -1 – Plan of the basement -1

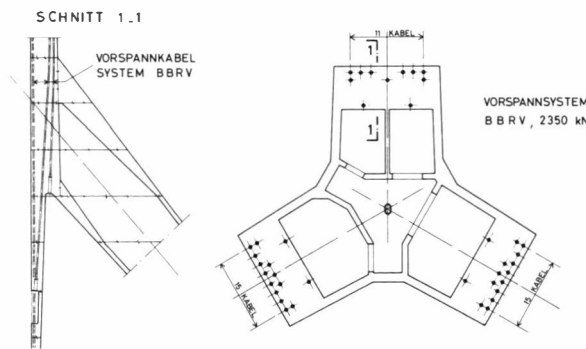


Fig.4. Anordnung der Spannkabel – Disposition des câbles de précontrainte – Disposition of prestressing cables

Um Zeit zu gewinnen, wurden die drei Turmstiele parallel zum Turmschaft hochgezogen. Die Herstellung der drei Turmstiele erfolgte in je acht Etappen à 2,89 m Höhe mittels Vorbaugerüsten, die auch für den Zusammenschluss der Stiele mit dem Turmschaft verwendet wurden.

Der Stahlmast wurde mit 36 Stabspannglieder aus Glatstahl 110/125, Ø 36 mm mit einer Vorspannkraft von je 890 kN am Stahlbeton-Turmkopf befestigt. Die Kontaktfuge ist auch unter extremen Windlasten noch überdrückt, damit keine Ermüdungsgefahr infolge grossen Spannungsschwankungen besteht.

Josef Kalak

Résumé: Au nord-ouest de Bâle se trouve un imposant ouvrage des PTT suisses. Il comprend deux sous-sols contenant différents locaux techniques et une tour de télécommunications d'une hauteur de 248 m. La section de la tour en forme d'étoile diffère des sections circulaires conventionnelles. Le trépied, qui supporte le fût de la tour, repose sur trois fondations bien éloignées les unes des autres et donne à l'ensemble une

grande partie de sa rigidité et de sa stabilité. Des raisons fonctionnelles limitant l'inclinaison des rayons directionnels des antennes aussi bien que des raisons pratiques et économiques ont conduit à une combinaison du renforcement avec des armatures et des câbles de précontrainte. Le système de précontrainte BBRV avec des câbles de 2350 kN a été utilisé.

Summary: In the north-east of Basle stands an imposing structure of the Swiss PTT. It consists of an underground construction comprising different technical rooms and a 248 m high telecommunication tower. The tower differs from the classical circular shaped towers. It has a starshaped cross-section and efficiently fulfills the functional requirements imposed by the client. Compared to the circular shaped cross-sections the chosen cross-section is easier for the formwork because only the outer dimensions vary whereas the interiors of the 5 cells remain constant throughout the height. The shaft is supported by 3 legs consisting of three rectangular hollow cross-sections which transmit their loading on three widely spaced hollow foundations. This design contributes considerably to the stiffness and stability of the tower. Functional reasons limiting the inclination of the directional aerials as well as practical reasons and cost factor led to a combined reinforcement approach using slack reinforcement steel joints with couplings and prestressing cables. The BBRV system with cable units of 2350 kN was used.

Centre Intercommunal de Glace de Malley

Maître de l'ouvrage: Centre Intercommunal de Glace de Malley SA, Lausanne, Prilly, Renens
Architecte: Guido Cocchi, architecte EPFL, Lausanne
Ingénieurs: † Roland Hofer, et Realini + Bader & Associés, Epalinges
Entreprises: Béton armé et précontraint: Consortium AGBM, Lausanne
Charpente métallique: Zwhalen & Mayr SA, Aigle
Haubanage et précontrainte: VSL International SA, Lausanne
Années de construction: 1983-1984

Généralités

Diverses contraintes ont orienté les auteurs du projet lors de la conception de la structure du bâtiment comprenant la piste de glace couverte. En premier lieu, l'un des objectifs prioritaires était la réutilisation maximale des éléments de charpente bois et métal de la couverture provisoire de la patinoire de Montchoisi à Lausanne. Par conséquent, l'entraxe de celle-ci, qui était de 18,0 m, a été conservé pour le remontage à Malley, à l'ouest de Lausanne, et a conduit au choix d'une trame structurelle de 6,0 m d'équidistance.

D'autre part, les délais de construction exigés par le maître de l'ouvrage étaient très brefs, avec une ouverture du chantier en automne 1983 et une mise en service au début de la saison 1984-1985.

Ce choix de structure a fait appel aux techniques du béton armé et précontraint, à l'utilisation très répétitive de formes de coffrages, très simples au niveau 0, un peu plus élaborées pour les gradins.

Dalle sur niveau 0

Cette dalle, d'une épaisseur de 26 cm, a la forme d'un anneau dont les dimensions extérieures sont de 93 m par 63 m. Elle ne comporte cependant pas de joint de dilatation et deux étapes de

bétonnage ont été laissées en arrière sur chacun des grands côtés de l'anneau, afin de réduire les sollicitations dues au retrait.

Afin de reprendre et d'équilibrer les efforts horizontaux dus au système structurel de la toiture, cette dalle remplit la fonction de sous-tirant des cadres principaux. Elle est par conséquent précontrainte, ce qui renforce sa fonction stabilisatrice, procurée par sa forme plane, sa grande rigidité, sa liaison avec le mur intérieur quasiment continu et le fait qu'elle ne soit traversée par aucun élément important. L'avantage déterminant de cette conception réside dans le fait que la toiture n'induit que des efforts verticaux dans les fondations et permet d'éviter la création d'un sous-tirage sous le niveau de l'infrastructure et la réalisation d'importants contreforts au niveau 0.

La précontrainte de la dalle comprend des câbles VSL de 4 torons avec gaine ovale pour la reprise directe des efforts horizontaux provenant des cadres principaux de la charpente métallique, ainsi que des câbles VSL de 12 torons à gaine ronde dont la direction générale est parallèle à la grande longueur de la dalle.

L'enfilage des câbles a été effectué après le bétonnage, et la mise en tension après la pose des plaques de base, mais avant le début du montage de la charpente métallique.

Toiture

L'ensemble des structures comprenant cette couverture est réalisé en

- béton armé et précontraint
- charpente métallique haubanée
- charpente en bois
- couverture en plaques ondulées en fibro-ciment.

Les éléments porteurs principaux sont 5 cadres haubanés et, comme mentionné auparavant, sous-tirés par la dalle précontrainte, en forme d'anneau, couvrant le niveau 0. La portée de ces cadres est de 63 m; ils sont écartés de 18 m. Les travées en pignon de 10,50 m sont traitées en poutres ou cadres sur piliers, ce qui donne une longueur totale de la couverture de 93 m. Les piliers ont une hauteur de 9,5 m sous les poutres principales depuis la dalle sur niveau 0; le niveau du faite des cadres atteint environ 19 m au-dessus de la dalle de glace et les pylônes de haubanage débordent de 14 m par rapport aux poutres.

Les cadres principaux, ainsi que les poutres des travées en pignon, portent des pannes en bois lamellé-collé de 110 cm de hauteur en général, de 16 cm d'épaisseur et 17,20 m de portée, sur lesquelles sont appuyés les éléments secondaires de la toiture.

Les haubans sont des câbles VSL formés de 9, 12 et 18 torons, gainés-graissés, section $0,99 \text{ mm}^2$, résistance à la rupture 190 kg/mm^2 . Chaque câble est équipé d'un ancrage à tête mobile à son extrémité côté mât, avec plaque de retenue, et à tête fixe à son extrémité côté poutre, avec douilles de compression.

Le montage de la toiture est intervenu après l'exécution des gradins et de la dalle de glace. Les délais extrêmement courts ont obligé les trois entreprises (charpente métallique, charpente bois-couverture, haubanage) à adopter une coordination parfaite entre elles et avec l'entreprise de maçonnerie – béton armé, qui était en core sur le site.

Les poutres principales des cinq cadres de 63 m de portée ont été préas-

Fig. 1. Structure of the covered ice rink. Cross section – Structure de la patinoire couverte. Coupe transversale – Struktur des bedachten Eisstadions. Querschnitt

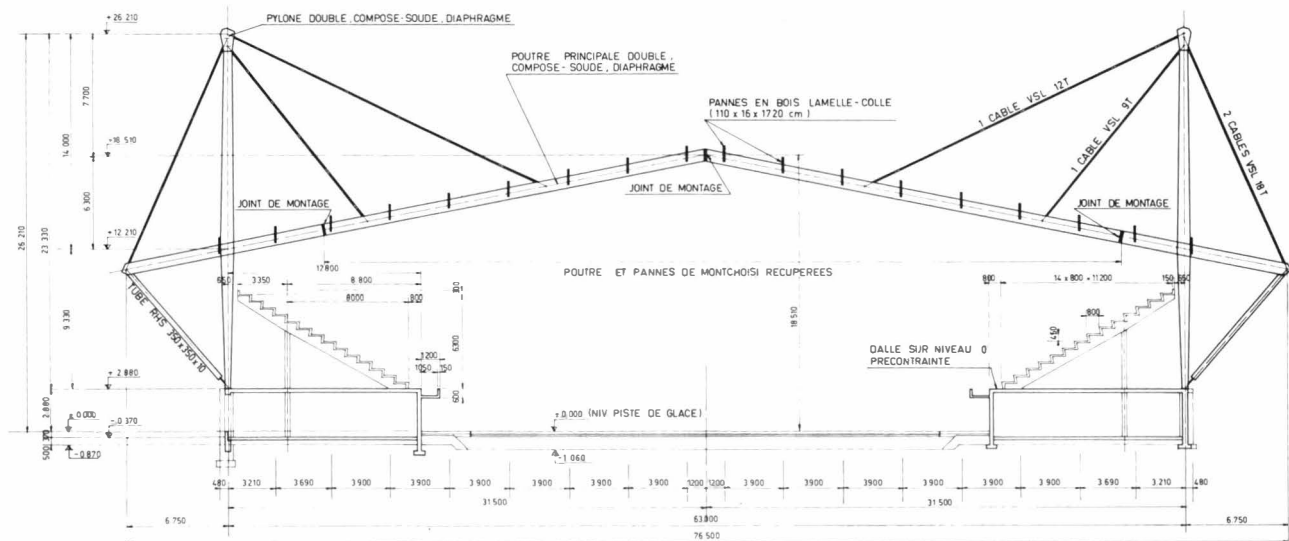




Fig. 3. Roof during the erection – Toiture en cours de montage – Bedachung während der Montage



Fig. 4. General view – Vue générale – Gesamtansicht

semblées au sol avant d'être montées par éléments (allant jusqu'à 27 m de longueur), en utilisant des tourelles provisoires.

Avant la mise en tension des haubans, les pannes situées de part et d'autre du cadre concerné, ainsi que la totalité des chevrons d'un côté et le 25% de ceux-ci de l'autre ont été mises en place. Ceci procurait ainsi un poids mort suffisant et a permis d'effectuer la mise en tension des haubans en une seule étape, sans que les déformations et les contraintes agissant sur les éléments déjà en place ne soient inadmissibles.

Comme les têtes d'ancrages mobiles étaient situées au sommet des mâts, une passerelle de travail provisoire a été mise à disposition de l'entreprise chargée de cette opération.

Afin d'éviter un déséquilibre du cadre, la symétrie de la mise en charge a dû être maintenue pendant toute l'opération, ce qui a été obtenu par la mise en œuvre de 2x4 vérins pour autant de haubans avec liaison radio entre les deux équipes opérant sur chacun des mâts.

Au cours de cette phase, des contrôles étaient effectués sur l'allongement des câbles derrière la plaque d'ancrage, l'augmentation de la pression dans les vérins à chaque palier, la déformation de la structure en plusieurs points dès le décolllement de la tourelle provisoire et la lecture de tension effective dans certains câbles grâce à des cellules de mesure.

Dès que la totalité du poids mort de la toiture a été mis en place, le blocage des clavettes a été réalisé en appliquant une surtension temporaire, toron après toron, du côté de l'ancrage fixe. En effet, les tensions qui se développent dans les haubans en état de service étant inférieures à $0,4 \beta_{2t}$, cette surtension donne une garantie contre un éventuel glissement relatif entre le toron et les clavettes.

Une fois le montage terminé et la rentrée de clavettes constatée, les câbles ont été injectés à la résine et les ancres recouverts d'un capuchon bourré de graisse. L'avancement du montage s'est déroulé cadre après cadre en récupérant la tourelle d'étaie et en déposant les éléments de cou-

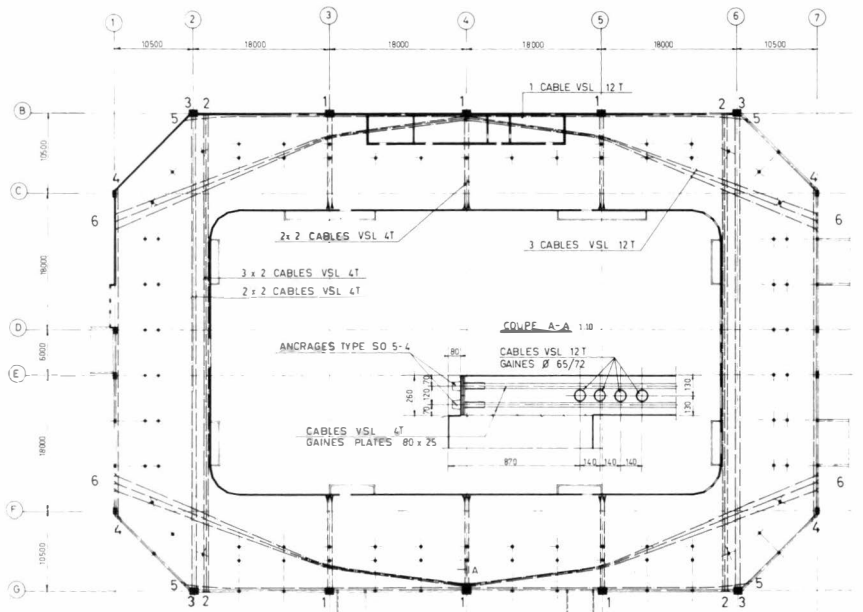


Fig. 2. 1st level slab. Disposition of the prestressing cables – Dalle sur niveau 0. Schéma de la précontrainte – Decke über Niveau 0. Spannliederanordnung

verture sur les champs déjà montés avant que la grue ne recule d'une travée. La durée du montage de la toiture s'est étendue sur 3 mois environ.

Alfred Testuz et
Roland Beylouné

Zusammenfassung: Das aus einer bedachten und zwei unbedachten Eisflächen bestehende «Interkommunale Eiszentrum von Malley» bei Lausanne wurde nach einer vierzehntonigen Bauzeit im Herbst 1984 in Betrieb gesetzt. Die Bedachung des Eisstadions erforderte unter anderen Besonderheiten die Verwendung der Vorspannung in verschiedenen Arten. Einerseits wirkt die Betondecke im Niveau 1 als Zugband der tragkonstruktion und 12 Litzen-Kabel mit runden Hülrohren in der Längsrichtung. Andererseits wurden die Stahlhauptträger über die 63 m lange Spannweite mittels Kabel von 9, 12 bzw. 18 Litzen seilverspannt. Diese Kabel wurden auf der Seite des Pylons mit einer beweglichen und auf der anderen Seite mit einer fixen Verankerung versehen. Das beim Vorspannen minimale erforderliche Eigengewicht wurde aufgrund der zulässigen Verformungen und Spannungen in der gesamten Konstruktion festgelegt. Das maximal mögliche Eigengewicht bei diesem Zeitpunkt war hingegen eine Folge des fristbedingten Bauprogrammes. Aus Symmetriegründen erfolgte das Vorspannen mit gleichzeitigem Einsatz der Spannpressen auf sämtliche Kabel jedes Rahmenträgers. Es wurden

dabei Kabeldehnung, Öldruck, Rahmenverformungen und effektive Kabelspannungen laufend kontrolliert. Die Montagezeit des Daches dauerte ungefähr 3 Monate.

Summary: The Intercommunal Ice Rink Centre of Malley, consisting of one covered and two outdoor skating rinks, was opened in autumn 1984, after a construction period not exceeding 14 months. The roof of the covered rink is the part which necessitated the use of different means of prestressing. On one hand, the 1st-level slab functions as a stretcher of the main frames which support the covering. To reinforce the rigid screen effect of this slab, it was supplied with 4-strand oval-sheathed cables where the structural supports create horizontal loads and 12-strand cables in the longitudinal direction. On the other hand, the main steel frames, with a span of 63 m, were held by means of 9, 12 and 18-stranded stay cables. These cables were equipped with a stressing anchorage on the mast side and a dead-end anchorage on the beam side.

The minimum dead load necessary at the moment of the stressing of the stay cables was defined according to the acceptable limits of deformation and stress of the structure, while the maximum dead load was imposed by the extremely tight planning due to time deadlines. In order to keep the loads symmetrical the stay cables were tightened simultaneously on each frame, using one pair of fourjacks. At the same time continuous checking of the cable elongation, the hydraulic pressure in the jacking equipment, the deformation of the structure and the effective cable tension was carried out. The erection of the whole roof structure could be completed within three months.

Les Ponts de Ballaigues

Maître de l'ouvrage: Département des travaux publics du canton de Vaud, Bureau de constructions des autoroutes
Auteur du projet: Association des bureaux d'ingénieurs Realini + Bader & Associés, Epalinges, et J.-P. Carroz et W. Kung, Payerne
Entreprise: Consortium Ramella & Bernasconi SA et Félix Bernasconi & Cie, Cudrefin
Précontrainte: Précontrainte SA, Crissier. Système VSL
Années de construction: 1983-1984

Introduction

L'autoroute N9 b, Vallorbe-Chavornay, emprunte la rive gauche de la vallée de l'Orbe, à une altitude d'environ 825 m en aval de l'agglomération de Ballaigues. Les ponts du même nom lui permettent de franchir deux dépressions situées au sud-est de Ballaigues pour le pont de la Praz et au sud-ouest de Ballaigues pour le pont de la Grande Combe. Les deux ouvrages sont séparés par un éperon rocheux de 140 m de longueur.

Le Bureau de Construction des Autoroutes a mandaté parallèlement deux associations de bureaux d'ingénieurs pour l'étude et la mise en soumission de deux variantes, soit une variante mixte et une variante béton. La variante béton proposée par les auteurs du projet s'est révélée beaucoup plus économique que la variante mixte. En outre, elle s'intègre extrêmement bien au paysage de la région.

Caractéristiques générales

Le pont de la Praz a une longueur de 378 m, sa chaussée se situe à environ 28 m du fond du vallon. Le pont de la Grande Combe a une longueur de 317 m et sa chaussée se situe à environ 42 m du fond du vallon.

La largeur utile de la chaussée, mesurée entre bordures, est de 14,50 m. Ces ouvrages sont conçus de façon à permettre un élargissement ultérieur de la chaussée à 19,50 m, à raison de 2,50 m par côté.

La géométrie du tracé, adaptée à la technique d'exécution, se caractérise par:

- une pente longitudinale de 1,0% ascendante dans le sens Chavornay-Vallorbe, sur le pont de la Praz;
- une pente longitudinale de 1,3%, dans le même sens, sur le pont de la Grande Combe;
- un dévers constant de 2,5% pour les deux ouvrages;

- un rayon horizontal de 4000 m pour les deux ouvrages, sur toute leur longueur.

Infrastructure

Les deux vallons à franchir sont des dépressions dont l'origine et la formation sont les mêmes. En fonction de la nature des terrains, les piles reposent sur trois types de fondations:

- Fondation superficielle avec semelle surmontée d'un fût massif.
- Fondation superficielle avec semelle surmontée d'un fût jusqu'au terrain naturel.
- Fondation profonde sur le rocher constituée par deux puits de 2,40 m' de diamètre, écartés transversalement à l'axe de l'ouvrage de 7,20 m et reliés en tête par une longrine de 2,00 m de hauteur. Ces puits sont exécutés à l'avancement, par étapes successives, sous protection d'un anneau de soutènement en béton non armé de 20 cm d'épaisseur. La profondeur maximum de ces puits est de 13 m.

Piles

Les piles ont une section caissonnée, similaire pour les deux ouvrages. Elles sont exécutées à l'aide de coffrages glissants. Les coffrages utilisés d'abord à la Praz avec une épaisseur de 1,60 m sont ensuite élargis à 2,00 m pour l'exécution des piles de la Grande Combe. La tête de ces piles est massive sur une hauteur égale à leur épaisseur pour diffuser les charges des appuis.

Fig. 1. Situation und Längsschnitt – Situation et coupe longitudinale – Plan and longitudinal section

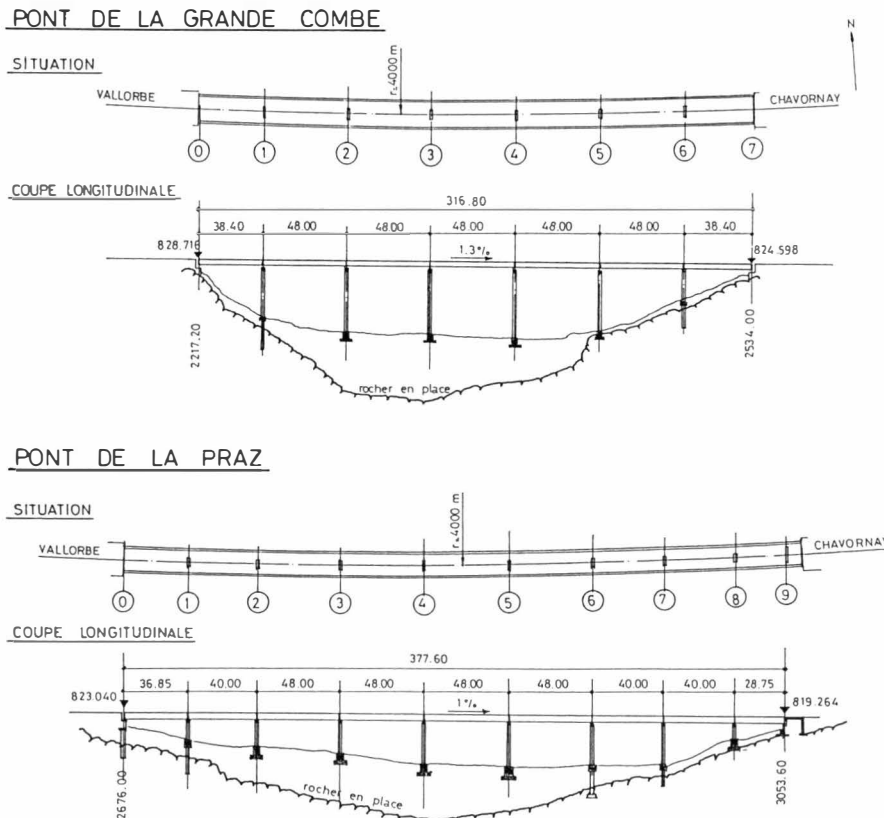


Fig. 2. Querschnitt – Coupe transversale – Cross section

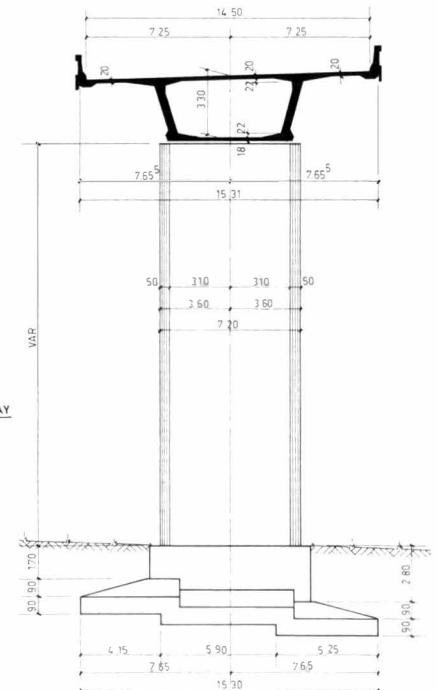




Fig.3. Flugaufnahme – Vue d'ensemble des deux ouvrages – General view

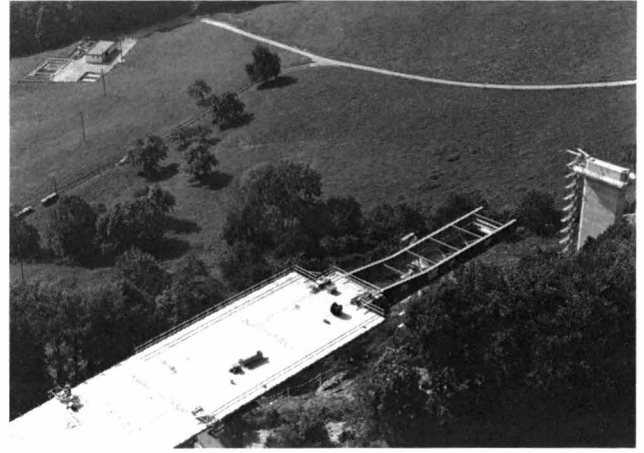


Fig.4. Brücke im Bauzustand mit dem Vorschubschnabel – Tablier en phase de poussage avec avant-bec – Bridge deck and launching nose in construction stage

Superstructure

La section transversale normale du tablier est formée par un caisson trapézoïdal de 3,30 m de hauteur à l'axe. La largeur de la dalle inférieure est de 6,40 m pour une largeur de tablier de 15,31 m. L'épaisseur de la dalle de roulement varie de 20 à 40 cm.

La dalle supérieure est précontrainte transversalement par des câbles VSL distants de 1,14 m. Le tablier est précontraint longitudinalement avec un régime de câbles rectilignes, disposés dans les dalles inférieures et supérieures, assurant une précontrainte centrée nécessitée par les sollicitations engendrées pendant la phase de construction. Ces câbles sont mis en tension à 100% après le bétonnage de chaque étape. Ils courent sur toute la longueur du pont et participent à la résistance finale de l'ouvrage. Lorsque le pont se trouve dans sa position finale, une précontrainte parabolique est mise en place par enfilage dans les gaines prévues à cet effet.

Principe d'exécution du tablier

L'originalité dans la construction des ponts de Ballaigues réside dans le principe d'exécution du tablier par cycles de bétonnage sur une aire de fabrication fixe et cycles de poussage de la section totale du pont sur des appuis provisoires.

L'aire de fabrication, d'une longueur de 16 m, est installée derrière la culée côté Chavornay pour le pont de la Praz et derrière la culée côté Vallorbe pour le pont de la Grande Combe. Elle est constituée principalement de deux rails fixes garantissant les niveaux et la direction, et d'un coffrage mobile entièrement mécanisé, dont tous les mouvements sont assurés par des vérins hydrauliques.

Les cages d'armatures, préfabriquées sur le chantier, sont mises dans le moule à l'aide de la grue. L'exécution de chacune des 44 étapes est effectuée en 4 jours: tout d'abord la dalle inférieure pour le premier jour, les âmes et la dalle supérieure pour le deuxième

jour, le durcissement du béton pour le troisième jour et le poussage pour le quatrième jour. Une rationalisation du travail permet, avec ce système, d'exécuter 4 étapes en trois semaines. Le pont de la Praz est poussé dans le sens de la montée de 1% et pour le pont de la Grande Combe dans le sens de la pente de 1,3%. Lors du dernier poussage, la charge à déplacer est de 7700 t pour le premier et de 6500 t pour le second.

Le système de poussage est composé d'une paire de vérins verticaux de 400 t chacun, disposés sur une surface lisse, permettant de soulever le pont localement d'environ 5 mm, afin de reprendre la réaction d'appui sur la culée au repos. Une paire de vérins horizontaux de 300 t chacun déplace les vérins verticaux sur la longueur de leur course de 1,25 m, entraînant ainsi le tablier d'autant. D'autre part, le tablier est constamment assuré par un dispositif de retenue.

Lors du poussage, la direction du tablier est maintenue par des appuis latéraux de guidage, disposés sur toutes les piles qui elles-mêmes sont stabilisées contre les forces de frottement grâce à un système de haubannage constitué de câbles de précontrainte gainés-graissés. Les efforts provenant du poussage sont contrôlés par l'opérateur en permanence grâce à des cellules de mesure indiquant la force effective dans les haubans. Toute variation anormale provenant par exemple d'une mauvaise manipulation des plaques de glissement est immédiatement décelée et permet l'arrêt instantané du processus de poussage. En tête du pont, un avant-bec métallique permet de réduire les sollicitations de la zone avant du tablier lors du premier franchissement des grandes travées.

Des contrôles géométriques importants sont imposés à l'entreprise, afin de connaître en tout temps la position en plan et niveaux du moule de fabrication, du tablier et des piles. Une très grande précision doit être atteinte, afin de garantir le succès de l'opération.

Alfred Testuz et
Roland Beylouné

Zusammenfassung: Auf dem Autobahnabschnitt «Vallorbe-Chavornay» der N9 überqueren die beiden Bauwerke «Pont de la Praz» und «Pont de la Grande Combe» zwei Niederungen in der Nähe von Ballaigues. Beide Viadukte, 317 m bzw. 378 m lang, deren Projekt aus einem Parallelauftrag entstand, bestehen aus einem kastenförmigen Oberbau, der mittels dem sogenannten Taktschiebeverfahren hergestellt wurde, bei dem das Betonieren etappenweise in einer festen Schalungsinstitution hinter einem der beiden Widerlager erfolgte.

Ausser der Quervorspannung in der Fahrbahnplatte wurde die Längsvorspannung aus zwei verschiedenen Kabelgruppen gebildet: eine zentrische Vorspannung für die diversen Bauzustände und eine parabolische Vorspannung, die dem Bauwerk in seiner endgültigen Lage aufgebracht wurde. Die eine Brücke wurde bergwärts und die andere talwärts, mit Gefällen von 1% bzw. 1,3% geschoben. Für das Taktschieben wurde eine aus mehreren horizontalen und vertikalen Hydraulikkolben bestehende Einrichtung verwendet, die aus Sicherheitsgründen mit einer Rückhalteanlage versehen wurde. Während des Schiebens der letzten Meter erreichte nämlich das zu bewegende Gewicht 7700 bzw. 6500 t je Bauwerk.

Die strenge Rationalisierung der Arbeitsphasen ermöglichte Etappen von 16 m in je 4 Tagen, so dass die Bauzeit für beide Bauwerke etwa 28 Monate betrug. Ausserdem gewährleistet diese Ausführungsmethode dauerhafte, gebrauchsfähige sowie wirtschaftliche Bauwerke.

Summary: On the alignment of the N9 Vallorbe-Chavornay highway, the bridges at la Praz and la Grande Combe serve to cross two dips in the surrounding district of Ballaigues. The two viaducts, 317 and 378 m long, resulting from a parallel contract study, consist of a bridge deck box girder, carried out by the incremental launching of completed sections, each unit being concreted against the precedent one in a stationary formwork, located behind one of the two abutments. Apart from the transversal prestressing in the upper slab, two cable groups fix the longitudinal prestressing of the superstructure: one central prestress which covers the bending moments developed during construction and one parabolic prestress applied when the work reaches its final stage. The superstructure of the first bridge was launched upwards on a 1% slope and that of the second towards the slope of 1.3%. In order to do this, a system of vertical and horizontal jacks secured by a retaining device was used. In the last pushing cycles, the total vertical weight to be moved reached 7700 t for the first bridge and 6500 t for the second.

By extreme rationalizing of the work phases, it was possible to maintain an output of 16 m every 4 days, and to carry out both jobs in about 28 months. This work method can guarantee good durability and long-term behaviour as well as being economical.

Der Viadukt Sundgauerstrasse bei Reinach (BL)

Bauherr und Oberbauleitung: Kanton Basel-Landschaft, Baudirektion, Tiefbauamt
 Projektverfasser und örtliche Bauleitung: Schmidt + Partner Bauingenieure AG, Basel
 Bauausführung: Preiswerk + Cie. AG, Augst
 Vorspannung: VSL International AG, Lyssach
 Baujahre: 1983-1985

1. Grundlagen und Projekt

Der Viadukt Sundgauerstrasse ist Bestandteil des Anschlusses Reinach Nord der autobahnmässig ausgebauten Talstrasse T18 im untern Birstal bei Basel. Er überquert in West-Ost Richtung zuerst den Birslauf, alsdann privates Industriegelände, Zufahrtsstrassen, Industriegeleise und die Bahnlinie Basel-Delsberg. Direkt über dieser Bahnlinie befindet sich die Kreuzung mit der lokalen Erschliessungsstrasse für die beidseits der Bahn liegenden Industriegebiete. Der weiterführende Ast bis auf die Geländeterrasse von Arlesheim wurde noch nicht realisiert, muss aber später ohne nochmaligen Eingriff ins Bahnareal angehängt werden können (Fig. 1).

Die zahlreichen, teils einschneidenden Randbedingungen

- stark variable Breite infolge Aufweitungen der Fahrspuren
- Kreuzung auf Brücke
- Einschränkung der Stützenstellungen bei der Birs, bei Werkseinfahrten und bei den Gleisanlagen
- gute Fundationsverhältnisse und geringe Höhe über Terrain
- Erfordernis des späteren Anhängens des 4. Brückenastes

führten zur Wahl eines 1m dicken Plattenvollquerschnittes variabler Breite mit beidseits konstant 3,6 m breiten Kragplatten bei Stützweiten bis 25,3 m. Der Überbau ist in zwei vollständig unabhängige Baukörper getrennt, indem der lange Brückenast Sundgauerstrasse vom Kreuzungsbereich getrennt wurde. Dadurch konnte ein ausgeglichenes Kräftespiel für die horizontalen Beanspruchungen mit und ohne 4. Brückenast gefunden werden. Beide Überbauteile sind schwimmend gelagert auf Rundstützen $\varnothing 1,20$ m bzw. auf ovalen, 0,7 m dicken Wandscheiben. Mit Ausnahme der auf Pfählen abgestellten Uferpfeiler beidseits der Birs sind alle Pfeiler flach auf dem direkt unter der dünnen Deckschicht anstehenden Birsschotter fundiert (Fig. 1 und 2).

2. Konzept der Vorspannung

Mitentscheidend für die Wahl der Kabelanordnung ist der Bauvorgang. Auf Grund von Vorstudien wurde bereits für die Submission verbindlich festgelegt, dass die Brücke feldweise erstellt werden musste, d.h. vom westlichen Widerlager und vom Kreuzungsbereich aus in allen 3 Richtungen mit Ar-

beitsfugen jeweils im Fünftelpunkt des nächsten Feldes. Sämtliche Kabel jeden Feldes laufen über die benachbarten Stützen hinaus und werden bei der vorderen Arbeitsfuge des betreffenden Bauabschnittes gespannt. Durch Anordnung über der Stütze übergreifender Kabel war es möglich, grösstenteils auf Kupplungen zu verzichten.

Beim Brückenast Sundgauerstrasse ergibt sich über den Stützen volle Vorspannung für Eigengewicht und ca. 70% Nutzlast (im Hinblick auf eine möglichst geringe Rissbildung in diesen kritischen Zonen), während in den Feldmitten nur für einen geringen Anteil Nutzlast von ca. 10% volle Vorspannung vorhanden ist.

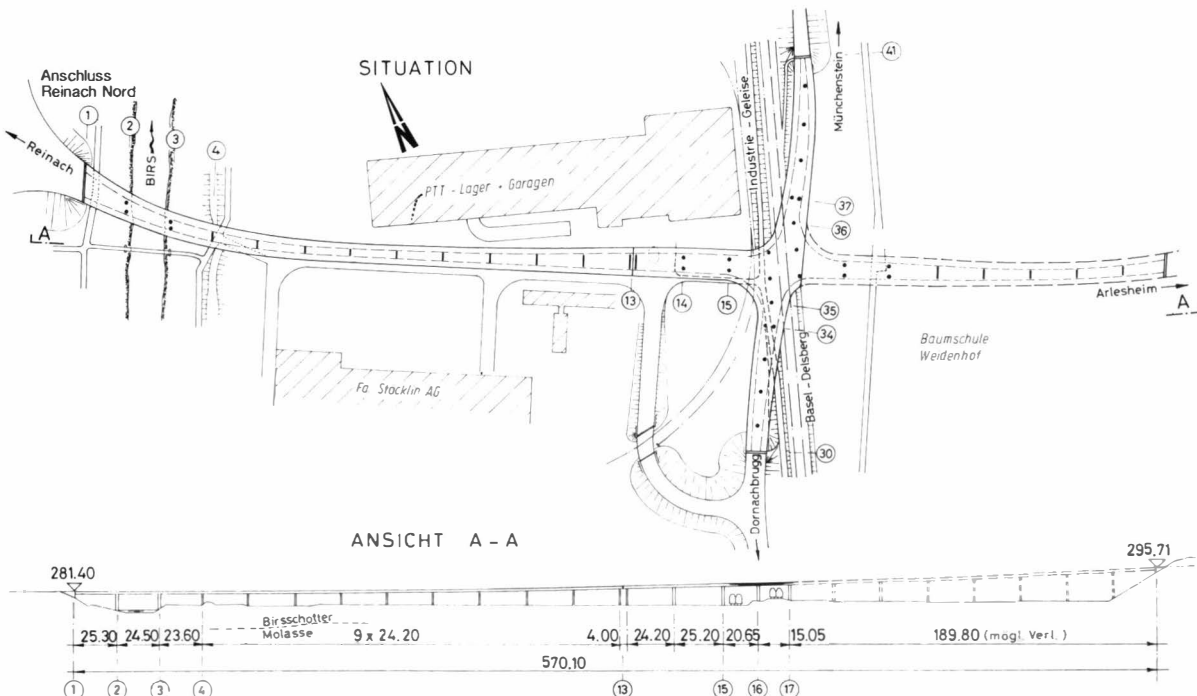
Die beiden Brückenäste der Talstrasse wurden zur besseren Ableitung der hier teils sehr grossen Torsionsmomente etwas stärker vorgespannt.

Für die grosse Platte des Kreuzungsbereiches ergab sich durch die vorgegebenen Stützenstellungen ein sehr komplexes Tragverhalten, das rechnerisch mit einem Finite-Element-Programm erfasst wurde. In diesem Bereich ist die Kabelanordnung charakterisiert durch die Stützstreifen-Vorspannung parallel zum Bahngeleise und die auf die ganze Platte verteilte Vorspannung quer dazu mit der Möglichkeit des späteren Ankuppelns zur Aufnahme der Anschlusskräfte des 4. Brückenastes. Die Anordnung der Kabel ist in Fig. 3 dargestellt. Der ganze Kreuzungsbereich ist mit Ausnahme der Zonen direkt über den Einzelstützen grösstenteils für die ganze Verkehrslast voll vorgespannt.

Die ganze Vorspannung ist so angeordnet, dass an keiner Stelle nachträglich äussere Ankerischen zubetoniert werden mussten.

Beim feldweisen Erstellen der Plattenbrücke bilden die übergreifenden Kabel ein besonderes Problem. Entweder

Fig. 1. Grundriss und Längsschnitt - Plan et coupe longitudinale - Plan and longitudinale section



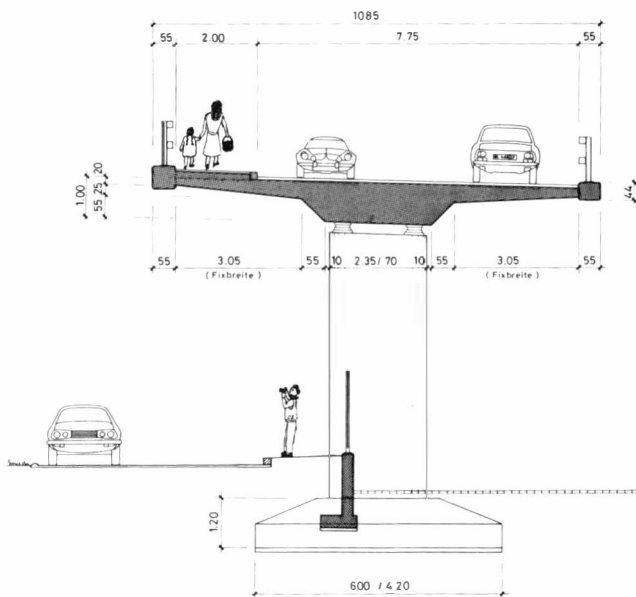


Fig. 2. Querschnitt – Coupe en travers – Cross section

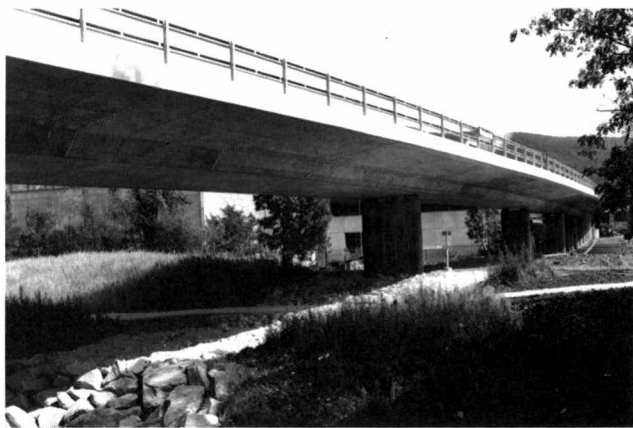


Fig. 4. Ansicht – Vue d'ensemble – General view

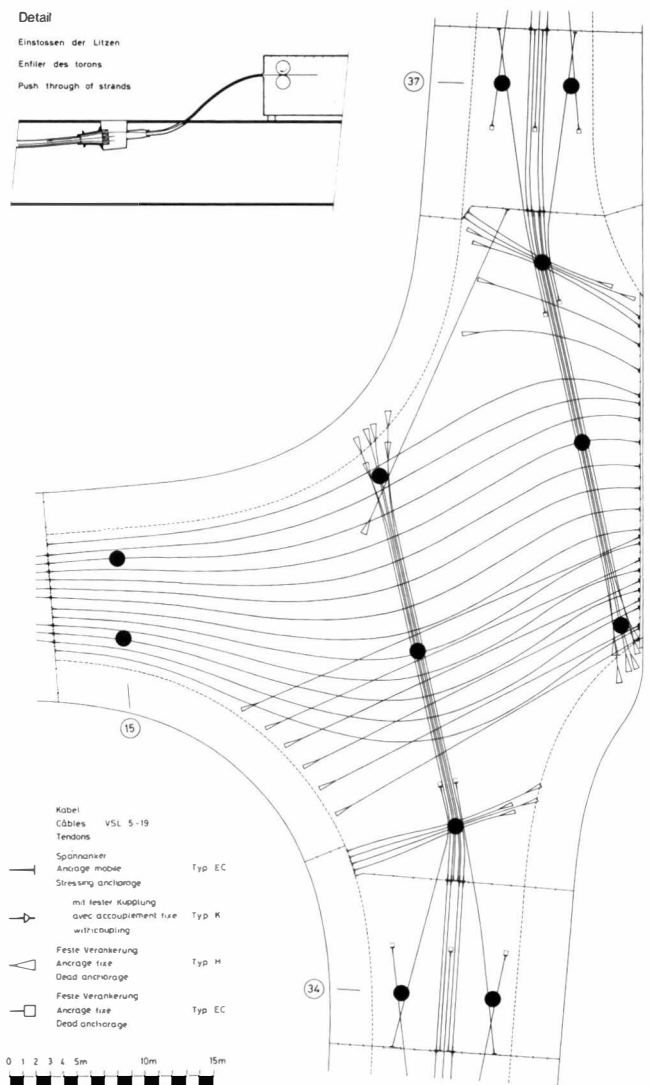


Fig. 3. Vorspannung Kreuzungsbereich – Précontrainte de la zone de croisement – Post-tensioning of the crossing reach

müssen sie bereits beim vorhergehenden Feld miteinander betoniert werden, was aus verschiedenen Gründen unerwünscht ist, oder es werden Aussparungen zum nachträglichen Einbau der Kabel erforderlich. Beim Viadukt Sundgauerstrasse wurde nun eine Lösung gefunden, bei der die Litzen mittels sehr kleinen Aussparungen von nur rund 30×30×30 cm im vorhergehenden Feld von hinten eingestossen und in derselben Aussparung fest verankert werden konnten, während sie an der Arbeitsfuge (am vorderen Ende der neuen Etappe) gespannt wurden (Fig. 3).

Als Spannsystem wurde das System VSL mit 19litziigen Kabeln mit $V_0 = 2370$ kN für die Längsvorspannung und mit 3litziigen Kabeln mit $V_0 = 374$ kN im Abstand von 1,2 m für die Quervorspannung gewählt.

3. Bauvorgang und Materialaufwand

Alle 3 Brückenäste wurden nacheinander feldweise erstellt mit grossen Lehrgerüst-Gitterträgern, die sich i. a. nur auf die Pfeilerfundamente abstützten. Im Kreuzungsbereich über der Bahn wurde infolge der geringen freien Höhe ein kombiniertes Schutz-Lehrgerüst

aus Walzträgern eingesetzt. Für die ganze Brücke mit ca. 8200 m² Oberfläche waren erforderlich:
 Beton: 8100 m³
 Armierungsstahl III: 750 t
 Spannstahl: 105 t
 Schalung: 15000 m²
 Die Baukosten inkl. Belag, Geländer etc. betragen ca. 9,0 Mio Fr. bzw. 1100 Fr./m².
Lukas Abt

Résumé: Le Viaduc «Sundgauerstrasse» permet la liaison Reinach nord à l'autoroute T18 de la basse vallée «Birs» près de Bâle. Les nombreuses contraintes (situation des piliers due à la rivière Birse, la zone industrielle, la voie ferrée, la géométrie, croisement avec une rue transversale sur le pont, possibilité de prolonger le croisement en une 4^e branche) ont obligé le choix d'un pont à section pleine de 1 mètre d'épaisseur avec des porte-à-faux, distance entre appuis jusqu'à 25,30 m. Le pont repose en partie sur piliers ronds (∅ 1,20 m) et ovales 0,70 m d'épaisseurs; lesquels sont fondés sur les cailloux de la Birse excepté les piliers en bordure de la rivière qui sont sur pieux.

Le pont est précontraint dans le sens longitudinal et transversal à l'aide de câbles VSL. Les câbles de chaque travée vont au-delà des appuis ce qui permet le doublement de précontrainte dans la zone des piliers.

Le croisement des branches s'avère très complexe. De ce fait la précontrainte comporte des zones de soutien parallèles à la voie ferrée ainsi que des câbles répartis sur toute la surface transversale, ce qui permettra l'accouplement des câbles et la reprise des efforts dus à la future extension du pont soit 4^e branche.

Toutes les branches du pont ont été faites à l'aide de cintre de charpente de grande portée qui s'appuie uniquement sur les fondations de pilier. Au croisement des branches, au-dessus de la voie ferrée, un cintre de charpente combiné avec un échafaudage de protection a été construit.

Summary: The Sundgauerstrasse Viaduct is part of the interchange Reinach North of the highway-like expressway T18 leading through the lower valley of the Birs near Basle. The numerous limiting conditions (restricted possibility of placing piers as a result of the Birs River, industrial area, railway tracks, geometry, crossing with transverse road on the bridge, possibility of later adding a fourth arm), all these conditions led to the selection of a 1 m deep solid slab cross-section with slab cantilevers on both sides. The spans have lengths up to 25.30 m. The superstructure is divided into two sections; it partly rests on circular piers of diameter 1.20 m, partly on oval wall piers of 0.70 m thickness which are founded on spread foundations on the Birs gravel (excepted are the pile foundations of the piers on either river bank). The bridge is longitudinally and transversely post-tensioned by means of VSL tendons. The cables of each span are carried over the neighbouring piers so that doubling of the post-tensioning in the pier area was achieved. In the region of transition the static conditions are very complex. Post-tensioning in this area is characterized by the column-strip post-tensioning parallel to the railway tract and transversely to this, by the post-tensioning spread over the whole slab, with the possibility of later on coupling the cables in order to carry over the transition forces of the fourth bridge arm. All bridge arms were erected span-by-span on large formwork girders which in general were supported only on the pier foundations. In the transition area over the railway a combination of protective platform and falsework was used.

Die neue Lorzentobelbrücke

Bauherrschaft/
Oberbauleitung:
Projektverfasser und
Bauleitung:
Baumeisterarbeiten:

Kanton Zug, Baudirektion/Tiefbauamt

Ingenieurgemeinschaft Emch + Berger Zug AG;
E. Moos Ingenieurbüro AG; Ingenieurbüro J. Schelbert AG
ARGE Lorzentobelbrücke: Peikert Bau AG, Zug;
Spaltenstein AG, Zürich; Birrer Bau AG, Walchwil
Freyssinet SA, Zürich
1982–1985

Vorspannung:
Baujahre:

Neue Linienführung

Die neue Lorzentobelbrücke ist 568 m lang und verbindet das Ägerital mit den übrigen Gemeinden des Kantons Zug. Sie ersetzt eine Bogenbrücke aus dem Jahre 1910 und führt die zweispurige Kantonsstrasse schräg über ein tief eingeschnittenes, bewaldetes Tal. Die Linienführung des neuen, 2,3 km langen Strassenabschnitts ist das Ergebnis einer komplexen Analyse, bei der 21 Varianten systematisch untersucht und nach technischen, ökologischen und finanziellen Kriterien bewertet worden sind. Die Möglichkeiten des modernen Brückbaus wurden dabei voll ausgeschöpft.

Der Baugrund besteht aus eiszeitlichen Ablagerungen von tragfähigen Lockergesteinen. Während die Widerlager und die Stützen in der Talsohle flachfundiert werden konnten, musste bei den Stützen in der Talflanke wegen der Hangstabilität eine Tiefenfundament angeordnet werden.

Aufgrund des charakteristischen Taleinschnitts kam für die Brückenkonstruktion nur ein einheitliches Tragsystem in Frage, und nur ein fugenloses Spannbetontragwerk konnte die Forderung nach einer klaren und einfachen Brücke bei gleichzeitig höchsten Qualitätsansprüchen erfüllen. Untersucht wurde das Taktschiebepfah-

ren und die Freivorbaumethode; letztere wurde aufgrund der Kriterien Dauerhaftigkeit, Baukosten, Eleganz und Qualität weiterverfolgt und führte zu einer fünffeldrigen Brücke mit grosszügigen Spannweiten.

Im folgenden wird das Konzept der Vorspannung und die Brückenüberhöhung speziell erwähnt. Weitere Angaben zur Statik, Materialtechnologie und Bauausführung sind von den Beteiligten in der Schrift «Lorzentobelbrücken» veröffentlicht worden.

Vorspannung

Die Brückenlängsvorspannung wird in die sogenannte Kragarm-, Kontinuitäts- und Feldvorspannung aufgeteilt. Bei einer Brückenbreite von $b = 11,33$ m erübrigte sich eine Quervorspannung. Die *Kragarmvorspannung* wird während dem eigentlichen Freivorbau etappenweise eingestossen. Die Kabelgruppen pro Etappe variieren zwischen $V_0 = 2 \times 2495$ kN bis $V_0 = 4 \times 1996$ kN. Je nach Bruchsicherheit der einzelnen Etappenzustände werden die Kabel ausinjiziert. Die Bruchsicherheiten mit und ohne Verbund bestimmen die Injektionsarbeiten, so dass nach jeweils der 7., 11., 14. und 15. Etappe die Kabel ausinjiziert wurden. Die Kabelverankerungen sind über die Brücken-

längsstege geführt, so dass keine sekundären Kräfteinleitungen aus der Vorspannung in der Brückenplatte berücksichtigt werden mussten.

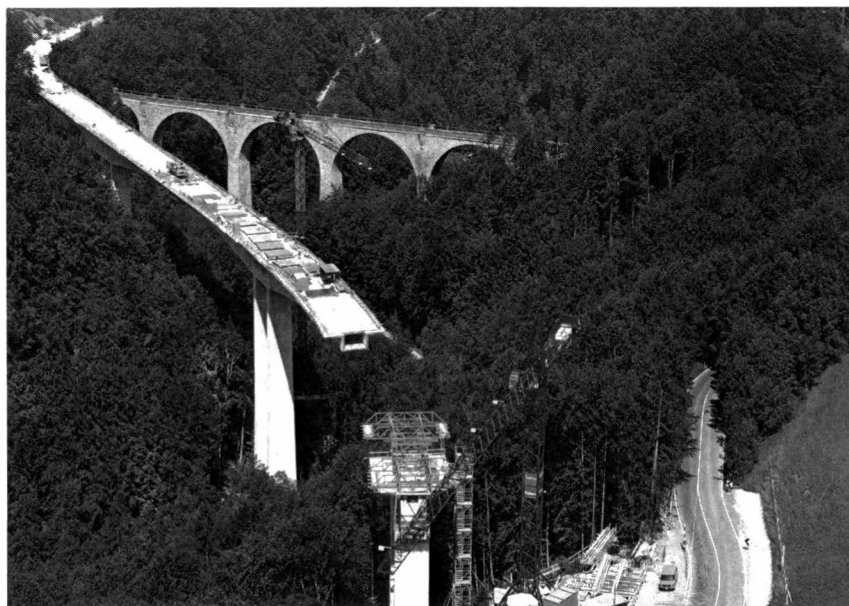
Die *Kontinuitätsvorspannung* besteht in den Mittelfeldern ($l = 138$ m) aus Kabeleinheiten von $V_0 = 2 \times 2943$ kN pro Steg. Die Kabelführung verläuft in den Längsträgern entsprechend den Momenten über die Stützen oben und im Feld unten. Diese Kabel werden benötigt zur Abdeckung der Zusatzmomente am Durchlaufträger infolge Eigengewichtsumlagerung und Zusatzlasten. Die Kabel werden unmittelbar vor dem Zusammenschluss der einzelnen Freivorbauten in die einbetonierten Hüllrohre eingestossen und nach dem Fugenschluss über der Grundetappe gespannt.

Die sogenannte *Feldvorspannung* in den Trägermitten wird in den Etappen 12 bis 16 benötigt. Sie ergänzt die oben aufgeführte Kontinuitätsvorspannung im Feldbereich zur Deckung der notwendigen Bruchsicherheiten im Endzustand. Diese Kabeleinheiten von $V_0 = 2 \times 2370$ kN befinden sich in der Druckplatte. Aus Platzgründen mussten sie über die ganze Druckplattenbreite angeordnet werden. Im Randbereich bei den Kabelverankerungen werden sie gegen den Steg gestaffelt zurückverankert. Die Abstufung der Vorspannung erfolgte so, dass in jedem Schnitt für Bauzustand und Endzustand die erforderliche Bruchsicherheit gewährleistet ist. Der Querschnitt für den Freivorbau über den Stützen und in den Feldmitten ist voll vorgespannt. Sowohl die Biegemomente aus den Beanspruchungen und aus den Zusatzkräften Wind und Erdbeben werden über die Vorspannung aufgenommen. Die grosse Zahl der Vorspannkabel speziell über den Stützen im Bereich der Fahrbahnplatte erforderte einerseits ein sehr sorgfältiges Planen und Konstruieren der Details und andererseits ein äusserst genaues Verlegen der Vorspannhüllrohre. Die Verkürzungen infolge der Druckplatten- und Kontinuitätsvorspannung sowie Restanteile des Kriechens der Kragarmvorspannung sind berücksichtigt. Die Beanspruchungen infolge der Horizontalverschiebungen konnten teilweise durch eine Voreinstellung der einzelnen Freivorbaustufen kompensiert werden.

Fugenschluss

Für den Fugenschluss mussten die Beanspruchungen aus den Temperaturverschiebungen, die Verkürzungen infolge Restvorspannung (Kontinuität und Druckplatte) sowie die Restanteile des Kriechens der Freivorbauvorspannung berücksichtigt werden. Die Beanspruchungen dieser Horizontalverschiebungen wurden durch das Voreinstellen der einzelnen Freivorbauten teilweise kompensiert. Mittels Pressen wurden die Freivorbauten S 2 und S 3 vorgezwängt. Der Freivorbau 4 wurde vorgängig widerlagerseitig gezogen.

Fig. 1. 6. Juli 1984: Bauzustand. Im Hintergrund die Brücke aus dem Jahre 1910 – Phase de construction. En arrière plan le pont réalisé en 1910 – Construction stage. In the background the bridge achieved in 1910



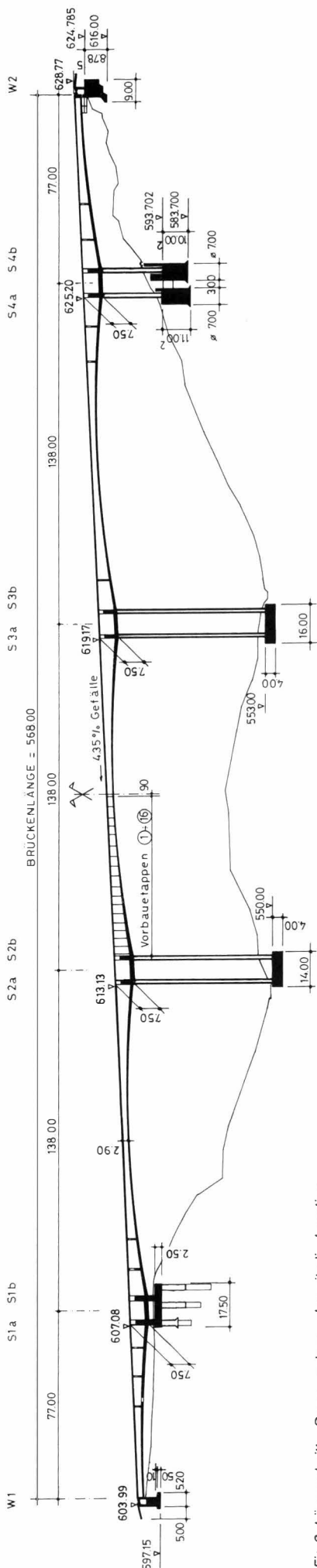
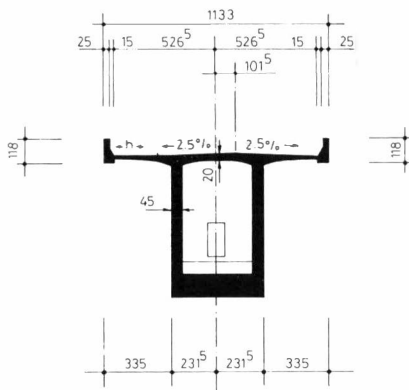


Fig. 2. Längsschnitt – Coupe en long – Longitudinal section

NORMALSCHNITT



SCHNITT MAX. GEFÄLLE

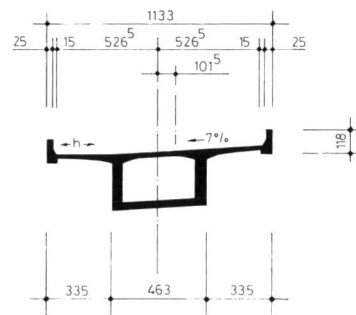


Fig. 3. Querschnitte – Coupes en travers – Cross sections

Brückenüberhöhung Freivorbau

Für jede einzelne Etappe von sämtlichen Freivorbauzuständen sind die Durchbiegungen aus der Kriechberechnung berechnet. Die jeweiligen Durchbiegungen, die sich am Ende der Berechnung einstellen, wurden dabei anfänglich überhöht. Es können die einzelnen Phasen verfolgt werden:

- Etappenweiser Freivorbau (inklusive Kriechen + Schwinden)
- Entfernen des Vorbauwagens
- K + S + Relaxation ($\rightarrow \Delta V_k$), bis zum Fugenschluss
- Gewicht Schlussetappe
- Kontinuitäts- und Druckplattenvorspannung
- K + S + Rel. ($\rightarrow \Delta V$, entsprechend Spannkraftverluste) und Beginn Systemumlagerung
- Aufbringen der Restlasten: Belag, Schrammborde, usw.
- K + S + Rel. + Umlagerungen bis zum Abschluss der Berechnung.

Am Ende der Berechnung befindet sich der Brückenträger auf der gewünschten Soll-Nivellette, nachdem über all die Zwischenzustände die vorgegebene Überhöhung durch die Enddurchbiegung abgebaut wird. Auf die anfängliche Überhöhung wird die Schalung ausgerichtet; vom Brückenträger selbst wird diese Biegelinie nie erreicht. Die ersten Etappen können im 138-m-Feld annähernd mit der gleichen Überhöhung vorgebaut werden. Etwa ab Etappe 11 spielen die nachträglichen Unterschiede merkbar in die Überhöhungswerte hinein.

Für die am Bau einzuhaltenden Überhöhungen wurde zu den Werten aus der Kriechberechnung ein Restanteil addiert, der einen Teil der Durchbiegungen am fertigen Bauwerk infolge Nutzlasten und Temperatureinflüssen vorwegnimmt. Die Brücke soll im Endzustand unter Normalbedingungen noch einen Stich von 50 mm aufweisen.

Die gesamte Überhöhung setzt sich aus den folgenden Anteilen zusammen:

- Anteil Verkehrsbelastung
- Temperatureinfluss
- Zusätzliche Überhöhung für ein Temperaturgefälle

- Kriechberechnung (Datstatic)
 - Durchbiegungen am Tag 10000 unter den ständigen Lasten und unter Berücksichtigung von Kriechen, Schwinden, Relaxation
 - Kontinuitäts- und Druckplattenvorspannung
 - Entlastung Vorbauwagen.
- Die Deformationen stimmen sehr genau mit den Berechnungen überein, so dass der Fugenschluss ohne grössere Aufwendungen fixiert werden konnte ($\Delta h_{eff} = 4$ bzw. 28 bzw. 39 mm).

Techn. Daten

Beton	12000 m ³
Schalung	31000 m ²
Armierung	1100 t
Vorspannstahl	210 t
Kosten (1981)	13,9 Mio Fr.
Lasten	Norm SIA 160
(keine Ausnahmelasten)	

Ausführung

Die Etappen des Freivorbaus waren 2,80 bis 4,60 m lang und wurden mit zwei Vorbauwagen im Wochentakt erstellt. Hohlkasten und Konsolen wurden jeweils in einem Guss betoniert, während die Brüstungen später angebracht und alle 8 m dilatiert wurden.

Ueli Eicher

Résumé: Le pont enjambant le Lorzentobel a été conçu en structure proteseuse de béton précontraint et exécuté en porte à faux. Le pont comporte une travée de 70 m à chaque extrémité raccordées par 3 travées de 138 m chacune. La largeur du pont, dont la pente longitudinale s'élève à 4,35%, permet la construction de deux voies et d'un trottoir. En sens longitudinal le pont est entièrement précontraint.

Summary: The Lorzentobel bridge has been conceived and designed as a 568 m long supporting structure of prestressed concrete. It has been realized according to the free cantilevered method in sections of 2.8 to 4.6 m each. At each extremity the bridge has a 70 m span and internally three spans of 138 m each. The 11.33 m width of the bridge realized with a 4.35% longitudinal slope, allows for two traffic lanes and a sidewalk.

Lagerhaus in Nebikon

Bauherr:
Architekt:
Bauingenieur:
Bauunternehmung:

Vorspannung:
Baujahr:

P.Galliker Transport AG, Altishofen
 Anliker AG, Generalunternehmung, Reussbühl
 B.Fent, Ingenieurbüro, Seon
 ARGE WBS Schürmatten: Wüest & Cie AG, Nebikon; Bau AG, Reiden;
 Stutz AG, Willisau
 Stahlton AG, Zürich
 Februar bis November 1985

Allgemeines

Nebikon liegt nahe beim Kreuzungspunkt der Nord-Süd- und Ost-West-Transversale des schweizerischen Autobahnnetzes sowie an der Eisenbahnlinie Basel-Luzern. Diese günstige Lage für den Schienen- und Strassenverkehr nützte die Firma Galliker Transport AG für den Bau eines dreigeschossigen Lagergebäudes mit einer Lagerfläche von total 22 000 m². Für die Realisierung des Bauvorhabens wurde eine extrem kurze Bauzeit vorgegeben. Die Tagkonstruktion – inkl. Stahlkonstruktion des Daches – musste in 5½ Monaten fertiggestellt

sein. Infolge witterungsbedingter Unterbrüche mit Temperaturen bis -20°C konnte die erste Etappe der Bodenplatte erst am 4.3.1985 betoniert werden. Trotzdem wurde der letzte Abschnitt der Decke über Erdgeschoss am 31.7.1985 termingerecht fertiggestellt.

Die Einteilung in Blocklager mit Abmessungen für Spezialpaletten führte zu einem optimalen Stützenraster von 15,4x15,4 m. Diese Teilung sollte in einem möglichst grossen Bereich eingehalten werden können. Daraus resultierten Spannweiten von 12,60 – 2x15,40 – 12,60 m in Querrichtung und 7,55 – 7x15,40 – 11,55 m in Längsrichtung.

um. Um andere Nutzungen zu ermöglichen, verlangte der Bauherr unterzugslose Decken und tolerierte örtliche Unterschreitungen der nutzbaren Lagerhöhe von 6,50 m nur in den Stützenbereichen des Erdgeschosses. Das Obergeschoss musste für dieselbe Nutzung wie das Erdgeschoss ausgelegt werden. Im Untergeschoss konnten zusätzliche Stützen angeordnet werden. Die Lagergeschosse werden mit je einem Waren- und Palettenlift auf beiden Gebäude-Längsseiten erschlossen. An einer Längsseite angebaut ist im Erdgeschoss die Bereitstellungs- und Verladezone mit Büroräumen im Zwischengeschoss und Nebenräumen im Untergeschoss.

Tragkonstruktion

Das Untergeschoss ist in Stahlbeton ausgeführt und weist dieselben Konstruktionsmerkmale wie die Decke über Erdgeschoss auf. Alle Stützen sind auf Einzelfundamenten, verbunden mit einer durchgehenden Bodenplatte, im gut tragfähigen Kies fundiert. Die kräftige Längsarmierung der schlanken Hauptstützen werden ohne Ansatzweisen im Fundament einbetoniert und erst oberhalb der Decke über Untergeschoss mit Schweißverbindungen verlängert. Die Decke über Untergeschoss hat Spannweiten von 7,70x7,70 m und eine Plattendicke von 30 cm. Bei allen Stützen sind konische Pilzköpfe (250x250 cm, 5 bis 30 cm dick) angeordnet. Für die Dimensionierung ist das Eigengewicht mit 1 cm Verbundbelag und eine Nutzlast von 20 kN/m², wovon 5 kN/m² als Vollast, massgebend.

Die Decke über Erdgeschoss ist biegesteif mit den Innen- und Randstützen sowie mit den Wandscheiben auf Axe 19 verbunden. Damit keine Zwängungen auftreten konnten, lag die

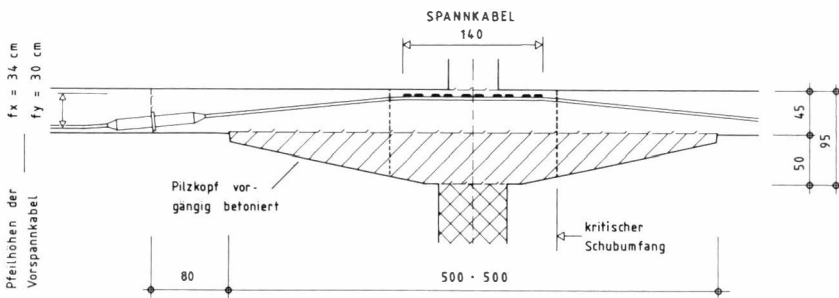
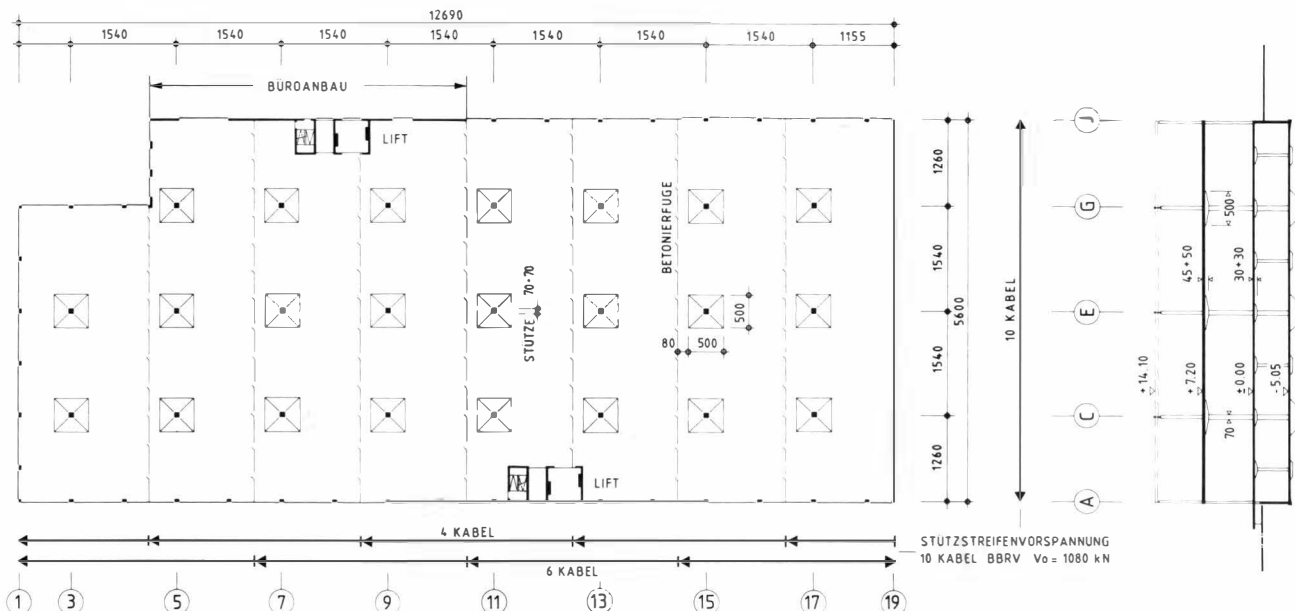


Fig. 1. Detail Pilzkopf mit Stützstreifenvorspannung und Betonierfuge – Détail d'un champignon avec précontrainte de la bande d'appui et joint d'étape de bétonnage – Detail of mushroom head with support strip prestressing and concrete pouring joint

Fig. 2. Grundriss der Decke über Erdgeschoss mit Kabelanordnung und Betonieretappen. Querschnitt des Gebäudes – Plan de la dalle sur le rez-de-chaussée avec câbles et étapes de bétonnage. Coupe en travers de l'édifice – Ground plan of slab over the ground floor with tendons and concreting sections. Cross section of the building (Measures in cm)



Decke bei den Lifttürmen und bei der Wand in Axe J auf Gleitlagern. Sobald die Verformungen aus Vorspannung und Kriechen grösstenteils abgeklungen waren, wurden die Fugenöffnungen vergossen, damit die Ableitung der Horizontalkräfte über eine entsprechende Verzahnung sichergestellt ist. Damit wurde es möglich, die 56,4 m breite und 127,3 m lange Decke ohne Dilatationsfuge auszuführen. Vergleichsberechnungen zeigten, dass mit den einzuhaltenden Randbedingungen eine Flachdecke mit Stützstreifenvorspannung (System BBRV) und mit Pilzköpfen am wirtschaftlichsten ist. Für die Decke über Erdgeschoss waren ebenfalls Nutzlasten von 20 kN/m² in Rechnung zu stellen. Die Plattendicke beträgt 45 cm und die Abmessungen der Pilzköpfe 500x500 cm mit einer Dicke von 8 bis 50 cm. Die Dachkonstruktion über dem 1. Obergeschoss ist ein Profilblech auf einem Trägerrost aus Vollwandträgern in Stahl und Betonstützen. Durch konstruktive Massnahmen konnte auf Windverbände verzichtet werden. Die Gebäudehülle besteht aus grossformatigen, isolierten Betonplatten mit einem Gewicht von 4 kN/m². Alle Platten sind einzeln an den Fassadenstützen aufgehängt.

Vorspannung

Die Vorspannkkräfte in der Decke über Erdgeschoss erzeugen Umlenkkräfte von ca. 85% des Eigengewichts und ergeben eine mittlere, zentrische Vorspannung von 1,4 N/mm² im Beton. Dank der Verwendung von ausinjizierten Kabeln mit flachovalen Hüllrohren wurde es möglich, die Umlenkkräfte bei gleicher Vorspannkraft um ca. 15% zu erhöhen. Alle Querkabel sind 56,5 m lang und beidseitig spannbar. Die Spannköpfe der einzelnen Querkabel und der Längskabel an den Plattenrändern sind auf einer durchgehenden Ankerplatte zusammengefasst. Anstelle der üblichen Spiralen zur Aufnahme der Spreizkräfte wurden aus Platzgründen Verbügelungen eingebaut. Die Längskabel wurden auf Bobinen in Stücken von 31,0 m Länge geliefert. Dies entspricht der doppelten Länge einer Betonieretappe. Verlegt wurden sie gestaffelt, so dass bei der Betonierfuge jeweils die eine Hälfte der Kabel angespannt und gekuppelt werden konnte und die andere Hälfte durchlief. Dies erlaubte auch bei den Abspannstellen eine nahezu parallele Kabelführung, was sich bei flachovalen Hüllrohren wegen ihrer grossen Steifigkeit in horizontaler Richtung günstig auswirkte.

In beiden Richtungen bilden je 10 Kabel eines Stützstreifens ein Band von 1,40 m Breite. Für das Einbringen und Verdichten des Betons waren 4 Lücken mit einer Breite von 10 cm offen. Die Injektion der Kabel erfolgte in drei Etappen, dem Baufortschritt angepasst. Die Kabel waren ohne Hochentlüftungen verlegt worden. Stattdessen wurden sie unmittelbar von der Injektion mit einer



Fig.3. Ansicht einer Betonieretappe 15,40x56,40 m (obere Armierung noch nicht verlegt) – Vue d'une étape de bétonnage de 15,40x56,40 m. (L'armature supérieure n'a pas encore été mise en place). – Overall view of the concreting of a 15.40 m x 56.40 m slab section (The upper reinforcement has not yet been placed)

Vakuumpumpe entlüftet, die einen Unterdruck von ca. 90% erzeugte. Auf diese Weise entfielen bei jeder Innenstütze 20 Entlüftungen.

Durch die Anwendung der Vorspannung ergaben sich grosse Vorteile. Die Bauzeit konnte wegen den minimalen Ausschallfristen kurz gehalten werden. Im Gebrauchszustand resultieren kleinere Durchbiegungen und es entstanden praktisch keine Schwindrisse. Günstig beeinflusst wird auch der Tragwiderstand für die Bruchsicherheit.

Bauvorgang

Die zur Verfügung stehende Bauzeit verlangte eine Konstruktion, die einen rationalen Bauablauf mit gleichmässiger Auslastung des Personals und der Geräte ermöglichen sollte. Mit den Arbeiten wurde bei Axe 19 begonnen. Bodenplatte (inkl. Fundamentvertiefungen), Wände und Decke über Untergeschoss wurden gestaffelt ausgeführt und jeweils an den vorhergehenden Abschnitt anbetoniert. Zwischen durch konnten Stützen und Pilzköpfe erstellt werden. Nach Fertigstellung von zwei Abschnitten der Decke über Untergeschoss wurde mit der Decke über Erdgeschoss begonnen. Die Stahlkonstruktion inkl. Flachdach und Fassadenelemente wurde in zwei Etappen montiert.

Die Arbeiten für einen Abschnitt der Decke über Erdgeschoss (15,40x56,40 m) verliefen wie folgt: Zuerst wurden die Stützen betoniert und ausgeschalt. Dann wurden die Pilzköpfe auf den Innenstützen in einem separaten Arbeitsgang ausgeführt. Nach dem Ausschalen der Pilzköpfe wurden grossflächige Schalnisse für die Deckenschalung eingefahren und darauf die schlaffe Armierung mit der Vorspannung verlegt. Das Betonieren des Deckenabschnitts mit ca. 400 m³ dauerte

einen Tag. Dank der sorgfältigen Nachbehandlung und dank der erreichten Frühfestigkeit von 25 bis 30 N/mm² konnte die Hälfte der Kabel bereits 3 Tage nach dem Betonieren voll vorgespannt und der Deckenabschnitt anschliessend ausgeschalt werden. Die restlichen Kabel wurden zusammen mit den Kabeln des nächsten Abschnitts vorgespannt. Ein Deckenabschnitt benötigte durchschnittlich 9 Arbeitstage. Dieser Rhythmus konnte allerdings nur dank einem genau geplanten Arbeitsablauf und dank qualifiziertem Baustellenpersonal eingehalten werden.

Bruno Fent

Résumé: L'entrepôt de Nebikon est un édifice à trois étages de 56 m x 127 m en plan. Sa structure porteuse est formée de dalles champignon portées par des colonnes espacées de 7,70 m au sous-sol et de 15,40 m au rez-de-chaussée avec une charpente en acier à l'étage supérieur. Les dalles champignon sont sans joints et la précontrainte des bandes d'appui y est appliquée selon le système BBRV avec les gaines plates injectées sous pression. Les dalles ont été construites par étapes de 15,40 m x 56,40 m, la mise en œuvre de chacune d'elles requérant 9 jours de travail. L'ouvrage a été réalisé en 5 1/2 mois.

Summary: The storehouse at Nebikon is a three-storied building with a ground plan of 56 m x 127 m. Its bearing structure consists of flat slabs supported by a grid pattern of columns spaced 7.70 m in the basement resp. 15.40 m in the ground floor and of a steel structural skeleton in the upper floor. The flat slabs are without joints. The supporting strips are prestressed according to the BBRV-system with pressure grouted flat oval sheathings. The slabs were made in sections of 15.40 m x 56.40 m for the construction of each of which 9 days work were required. The storehouse was completed in merely 5 1/2 months.

Banque Paribas (Suisse) SA, Basel

Bauherrschaft:
Architekt:
Bauingenieur:
Bauunternehmung:
Bohrarbeiten:
Vorspannarbeiten:
Gesamte Bauzeit:

Banque Paribas (Suisse) S.A. Basel
Suter + Suter AG, Generalplaner-Architekten, Basel
Emch + Berger Basel AG, Basel
Huber, Straub & Cie AG, Basel
Meier & Jäggi AG, Zürich
Stahlton AG, Zürich
1983–1985

Einleitung

Die Banque de Paris et des Pays-Bas hat sich als erste ausländische Bank in der Schweiz niedergelassen. Am 1. Februar 1872 hat die mit der Banque de Crédit et de Dépôt des Pays-Bas fusionierende Banque de Paris et des Pays-Bas die Geschäfte der Genfer Filiale übernommen. 1968 erfolgte die Umwandlung in eine Aktiengesellschaft Schweizerischen Rechts mit dem Namen Banque de Paris et des Pays-Bas (Suisse) S.A. In der Schweiz hat die Bank Niederlassungen in Basel, Lugano und Zürich. Sie nimmt unter den wichtigsten schweizerischen Banken den 7. Platz ein. Die Geschäftstätigkeit ist vielfältig und schliesst Finanzgeschäfte, Anlageberatung und Vermögensverwaltung sowie alle üblichen kommerziellen Transaktionen ein. Dank sehr grossen, sich über Jahre hinziehenden Bemühungen wurde sie zu einem anerkannten Spezialisten in der Finanzierung des internationalen Warenhandelsgeschäfts (commodity financing). Die Eröffnung der Filiale in Basel fand 1975 statt. Bereits nach 4 Jahren wurde mit der Suche nach einem geeigneten Grundstück für einen Neubau begonnen. Die entsprechenden Liegenschaften wurden an der St. Jakobsstrasse gefunden.

Gestaltung des Neubaus

Der Neubau liegt an der Ecke St. Jakobsstrasse/Gartenstrasse und bildet den Abschluss einer Häuserreihe. Auf diese Situation nimmt die gestalterische Form des Gebäudes Rücksicht. Da sich das benachbarte Gebäude der Generaldirektion des Schweizerischen Bankvereins in der Gartenstrasse (im Bau) nicht direkt anschliessen wird, ging es auch hier darum, einen eindeutigen Gebäudeabschluss zu erreichen. Er wird durch einen freistehenden, im Grundriss als Dreieck konzipierten verglasten Treppenturm gebildet. Für die Fassade wurde ein hellrosa Kalkstein gewählt, der in der St. Jakobsstrasse Bezug auf die farbige Gestaltung des Nachbargebäudes nimmt. Dieser Fassadenverkleidung verdankt das Gebäude seine helle und freundliche Ausstrahlung. Die zweigeschossige Schalterhalle, die durchlaufenden Pfeilervorlagen, die Form des Dachgeschosses sowie die detaillierte Gestaltung der

Natursteinfassade geben dem Neubau sein charakteristisches Aussehen.

Das Gebäude hat insgesamt 11 Stockwerke (4 davon unterirdisch), die wie folgt genutzt werden:

Erdgeschoss: Schalterhalle, Atriumhalle mit freitragender Treppe, Verkaufsläden, Zufahrt zu den Untergeschossen und Garten.

Galeriegesschoss: Verkaufsläden

Obergeschoss: Atrium mit freitragender Treppe, Büroräume und Sitzungszimmer.

Dachgeschoss: Direktionsräume, Empfangsräume und Speiseräume.

Untergeschosse: Anlieferung, Lagerräume, Parking, Haustechnik, Zivilschutz, Tankraum und Tresor.

Tragkonstruktion

Die Tragkonstruktion der Untergeschosse ist eine räumliche Rahmenkonstruktion aus Ortsbeton. Sie besteht aus Stützen und Wänden sowie Decken, Unterzügen und Scheiben. Das Gebäude ist auf Niederterrassenschotter gegründet, knapp über einer Felsschicht (Molasse). Auf der verwitterten Oberfläche der Molasse fliesst das Grundwasser in Richtung Rhein. Die Gründungsarbeiten wurden durch Grundwasser behindert. Diese Arbeiten mussten im Schutze einer Grundwasserabsenkung ausgeführt werden. Durch ein Netz von Leitungen pumpte man das Wasser via einen Sandfang in die Kanalisation. Gegen das Eindringen von Grundwasser wurden die Fundamentplatten und die Aussenwände im 4. Untergeschoss mit einer starren Isolation behandelt. Die armierte Fahrbahnplatte der Zufahrtsrampe wurde im aussenliegenden Teil beheizt. Sie ist unterteilt worden und liegt zwangungsfrei auf einer Isolation. Zur Aufnahme der Bremskräfte ist die Fahrbahnplatte mit der unter der Isolation liegenden Tragkonstruktion mit Hilfe von rostfreien Bügeln verbunden. Die Tragkonstruktion der winkelförmigen Obergeschosse ist ein Skelettbau mit Flachdecken aus Ortsbeton. Das Dachgeschoss mit den vielen Gauben und geneigten Dachflächen wurde aus wirtschaftlichen Gründen vorgefabriziert. Auf dem Bauplatz wurden grossformatige Betonelemente hergestellt und auf einem Gerüst mit dem Baukran montiert. Die Fugen zwischen den Elementen wurden nach Abschluss der Montage ausbetoniert. In diesen Fugen

sind die vorgefabrizierten Betonelemente mit dem Jordahl-Armierungsanschluss zu einer monolithischen Konstruktion verbunden worden. Lifttürme und Wände dienen zur Stabilisierung des Gebäudes und leiten die horizontalen Kräfte infolge Wind und Erdbeben in den Untergrund ab. Ein Blickfang im Atrium ist die Stahlbetontreppe. Die Treppenläufe sind an einem Ende mit den freien Deckenrändern verbunden. Auf der Gegenseite sind die Treppenläufe sowie die Zwischenpodeste stützenfrei (Fig. 2).

Baugrubensicherung mit rückverankerten Elementwänden

Für den Neubau der Filiale in Basel wurde eine Baugrube für 4 Untergeschosse erstellt (Fig. 3). Der Bau liegt in einer dicht bebauten Zone der Stadt. Bestehende Leitungen in den Strassen sowie Nachbarliegenschaften machten das Abteufen einer geböschten Baugrube unmöglich. Für die Baugrubensicherung wurden rückverankerte Elementwände gewählt. Sie sollen zugleich als definitive Aussenwände verwendet werden. Von grossem Nutzen bei dieser Methode ist, dass kurz nach Beginn der Aushubphase mit dem Bau der Elementwände begonnen werden kann. Geringere Umweltbelastungen durch Lärm (kein Bohren oder Rammen) sprechen ebenfalls für die Elementwände. Sie wurden in Abschnitten von ca. 5 m² von oben nach unten in Ortsbeton erstellt. Qualität, Sicherheit und Ausführungszeit der Elementwand hängen im wesentlichen von den Verbindungen zwischen den Betonelementen ab. Der Anteil dieser Verbindungen ist, bezogen auf die Wandfläche, sehr gross. Auf einen m² Wandfläche entfällt etwa ein m¹ Fuge. Aus diesem Grund ist eine optimale Lösung dieser Verbindungen von grosser Bedeutung. Für diese Verbindungen wählte man zum erstenmal in einer rückverankerten Elementwand den Jordahl-Armierungsanschluss. Jedes Element wurde mit einem Gründungsanker Typ BBRV G₃ mit einer Gebrauchskraft von V_G = 335 kN rückverankert. Im Bauzustand übernehmen diese Anker den Erddruck. Nach dem Bau der Untergeschosse übernehmen dann die Decken die Rolle der Anker und stützen die Aussenwände ab. Wie in anderen dicht überbauten Städten, wird auch in Basel verlangt, dass temporäre Gründungsanker nicht nur entspannt, sondern auch ausgebaut werden. Mit dem Ausbau der Anker soll das angrenzende Erdreich von Einschlüssen freigehalten werden, welche später Aushubarbeiten in benachbarten Grundstücken behindern könnten. Nach kleineren «Versuchsbaustellen» wurden an diesem Bau zum ersten Mal in grösserem Umfang ausbaubare Gründungsanker mit BBRV-Stäben Ø 12 mm eingesetzt. Mehr als 200 Anker mit 3 Ø 12 mm wurden eingebaut, gespannt und 4 bis 8 Monate später entspannt und ausgebaut. Die Ausbaubarkeit wird sichergestellt durch ein



Fig. 1. Ansicht Ecke St. Jakobsstr./Gartenstr. – Vue du coin St. Jakobsstr./Gartenstr. – View from St. Jakobsstr./Gartenstr.



Fig. 2. Freitragende Treppe im Atrium – Atrium avec escalier en porte-à-faux – Atrium with cantilevered stair

Kupplungsstück zwischen Verankerungsstrecke und freier Länge, in welches die Stäbe von beiden Seiten eingeschraubt werden. Eine spezielle Verrohrung sichert die Beweglichkeit der Stäbe in der freien Länge. Dieses Hüllrohr verhindert, dass nach dem Ziehen der Bohrlochverrohrung loses Erdmaterial in Kontakt mit den Stäben kommt, diese blockiert und dadurch den Ausbau verunmöglichen könnte. Die Stäbe werden einzeln mit Muttern verankert. Die Gewinde auf den Stäben können beliebig lange ausgeführt werden; die Ankerlänge kann deshalb Ungenauigkeiten der Bohrlochlängen angepasst werden. Für den Einbau werden die Gewinde mit dem Hüllrohr geschützt. Eine Dichtungskappe am luftseitigen Ankerende verhindert das Eindringen von Injektionsgut in die freie Ankerlänge. Eine Beschichtung der Stäbe in der freien Länge gewährleistet den temporären Korrosionsschutz. Dieses Konzept hat sich auf der Baustelle gut bewährt. Obwohl der Ausbau z. T. unter erschwerten Bedingungen erfolgen musste – die Arbeitsplätze unter den Geschossdecken waren teilweise stark eingeengt – konnten 100% der Anker ausgebaut werden.

Reinhard Zimmerli und
Ewald Jakob Golombek

Résumé: L'édifice de la banque Paribas à Bâle récemment construit comporte 11 étages, dont 4 souterrains pour garages, entrepôts, livraisons, installations mécaniques, protection de la population civile et coffre-fort; le rez-de-chaussée avec la salle des guichets et un patio avec un escalier suspendu; l'entresol avec boutiques; aux étages supérieurs sont installés les bureaux, les salles de séances et une cafétéria. L'ossature rigide consiste en appuis et en dalles de béton, avec les tours des ascenseurs résistant aux vents et aux séismes.

Dû à la forte densité en bâtiments du quartier la fouille a été clôturée avec parois d'éléments, fixés dans le terrain avec ancrages, destinées à fonctionner de façades définitives de la construction.

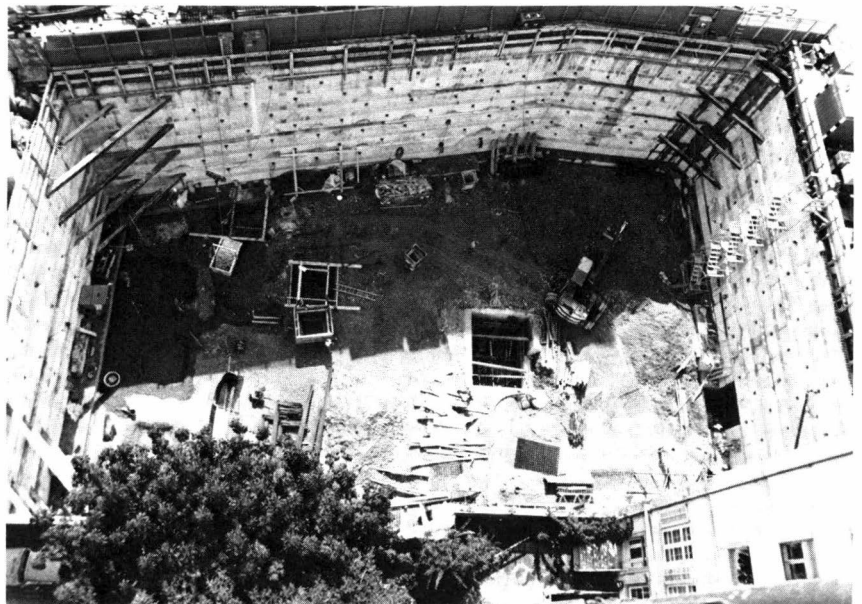


Fig. 3. Baugrubensicherung mit rückverankerten Elementwänden. Erkennbar das Feinmaschige Netz der Arbeitsfugen und die BBRV-Gründungsanker – Enveloppe de la fouille avec joints de reprise et tirants BBRV – Excavation with tie-back walls. Note pattern of construction joints and BBRV earth anchors

Ces éléments ont été coulés en œuvre de haut en bas, en étapes de 5 m² l'une, simultanément aux travaux d'excavation. Dans les nombreux joints de construction la continuité des fers d'armature est assurée par des raccords Jordahl (première application de ce système dans des parois d'éléments fixés par ancrages).

Plus de 200 ancrages BBRV d'une surcharge d'exploitation de 335 kN chacun ont assuré la résistance à la pression latérale du sol lors de l'exécution. Une fois les étages du sous-sol complétés, cette résistance est assurée par les dalles des sols correspondants. Selon les prescriptions bâloises à ce stade les ancrages sont à détendre et à éloigner. Ces ancrages BBRV chacun équipé de 3 barres de précontrainte de 12 mm de diamètre chacune, se sont avérés très qualifiés dans l'utilisation.

Summary: The new 11-story Paribas Bank building in the city of Basel includes: 4 floors below ground for car parking, delivery, storage,

mechanical installations, air shelter and safe; Ground floor with lobby, banking facilities, atrium and cantilevered stair; Mezzanine with shopping area; Upper floors containing offices, conference rooms and cafeteria. Structural framing consists of concrete columns and flat slabs, with elevator cores resisting lateral forces.

In this densely built-up location, excavation was secured by tie-back walls, serving at the same time as final exterior walls of the basements. Poured in sections of 5 m², this concrete enclosure progresses from top to bottom, in step with the excavation. In the very numerous vertical and horizontal construction joints, continuity of reinforcing bars is provided by the Jordahl type splice (used here for the first time in a tie-back wall).

During construction, lateral earth pressure is resisted by over 200 BBRV earth anchors, with a safe load of 335 kN each. After completion, the basement slabs provide horizontal bracing and all anchors are relaxed and removed, as required by Basel's code. BBRV's removable anchors with 3 Ø 12 mm prestressing bars proved to be very successful for this particular purpose.

Seez-Viadukt Walenstadt

Bauherr: Baudepartement des Kts. St. Gallen
Oberbauleitung: Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St. Gallen, Abt. Brückenbau
Projektverfasser und örtliche Bauleitung: Gabathuler + Rigendinger, dipl. Bauingenieure ETH/SIA, Sargans
Bauunternehmer: ARGE GGM Seez-Viadukt: Gautschi AG, St. Margrethen; Gebr. Gantenbein AG, Buchs; M. Mannhart, Flums
Vorspannung: Stahlton AG (System BBRV), St. Gallen
Baujahre: 1982–1986

Im Zuge der Nationalstrasse N3 Zürich–Sargans überquert der Seez-Viadukt südlich von Walenstadt die Ebene des Seez-Tales. Bedingt durch die Staffelung in der Höhe und durch die Aufweitung der Strassenachsen im Grundriss ist für den Viadukt für jede

Fahrriktion ein separates Bauwerk von ca. 830 m Länge erforderlich. Mit Ausnahme des standfesten Felsens am westlichen Abhang besteht der Baugrund bis in grosse Tiefe aus der sehr heterogen aufgebauten Verlandungszone des Walensees, die

aus siltig-tonigen Überschwemmungs- und Verlandungssedimenten, Seeablagerungen mit organischen Einschlüssen sowie dazwischengelagerten kiesig-sandigen Flussablagerungen aufgebaut ist. Die Ebene ist äusserst setzungsempfindlich (Eigensetzungen von ca. 20 mm/Jahr) und weist einen hochliegenden Grundwasserspiegel auf.

Konzeption des Projekts

Neben den geologischen Randbedingungen, die eine sorgfältig abgestufte Tiefenfundation mit einer grösstenteils schwimmenden Pfahlgründung (Reinigungspfähle) erforderten, bestimmten vor allem Überlegungen hinsichtlich einer guten Einpassung, der Dauerhaftigkeit, der Herstellungstechnik sowie der Wirtschaftlichkeit den Entwurf des Brückenprojekts. Die Brückenüberbauten sind als schlanke, fugenlose Spannbetontragwerke auf Einzelstützen mit Regelspannweiten von 39,50 m konzipiert. Der schmale, einzellige Hohlkastenquerschnitt mit relativ weit ausladenden Konsolen vermittelt dem Talübergang die gewünschte Leichtigkeit und Transparenz.

Die Viadukte sind in Längsrichtung «schwimmend» gelagert und werden durch das Rahmensystem, gebildet aus Pfeilern und Überbau, stabilisiert. Beim Widerlager Ost ist eine spezielle Übergangskonstruktion von 40,0 m Länge für den Ausgleich von Dammsetzungen bis 50 cm angeordnet. Sämtliche Lagerkonstruktionen sind zudem auf den Ausgleich unterschiedlicher Setzungen vorbereitet.

Durch die feldweise Erstellung des Überbaues in Längsrichtung sowie die etappenweise Herstellung des Brückenquerschnittes in 4 verschiedenen Phasen ergibt sich dank günstigem Einsatz von Lehrgerüsten und Schalungen sowie sich wiederholender Ar-

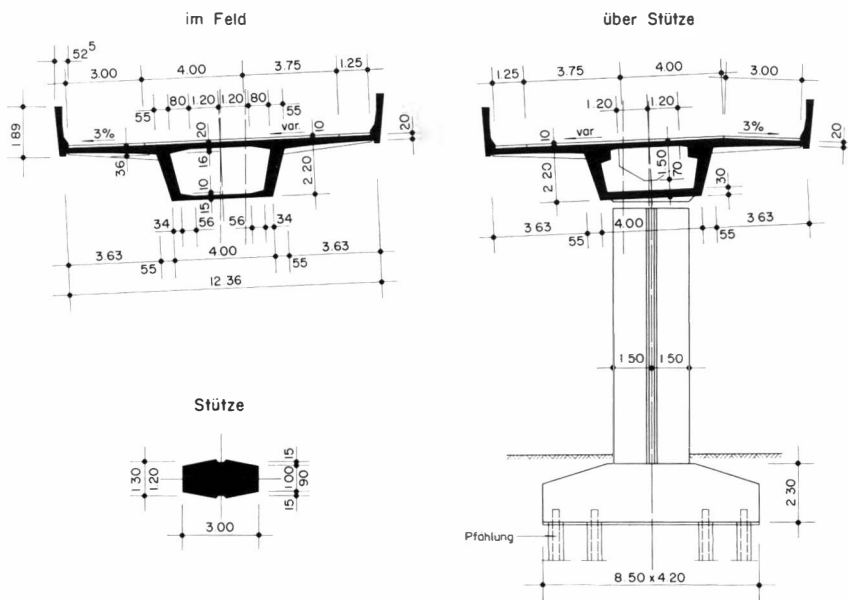
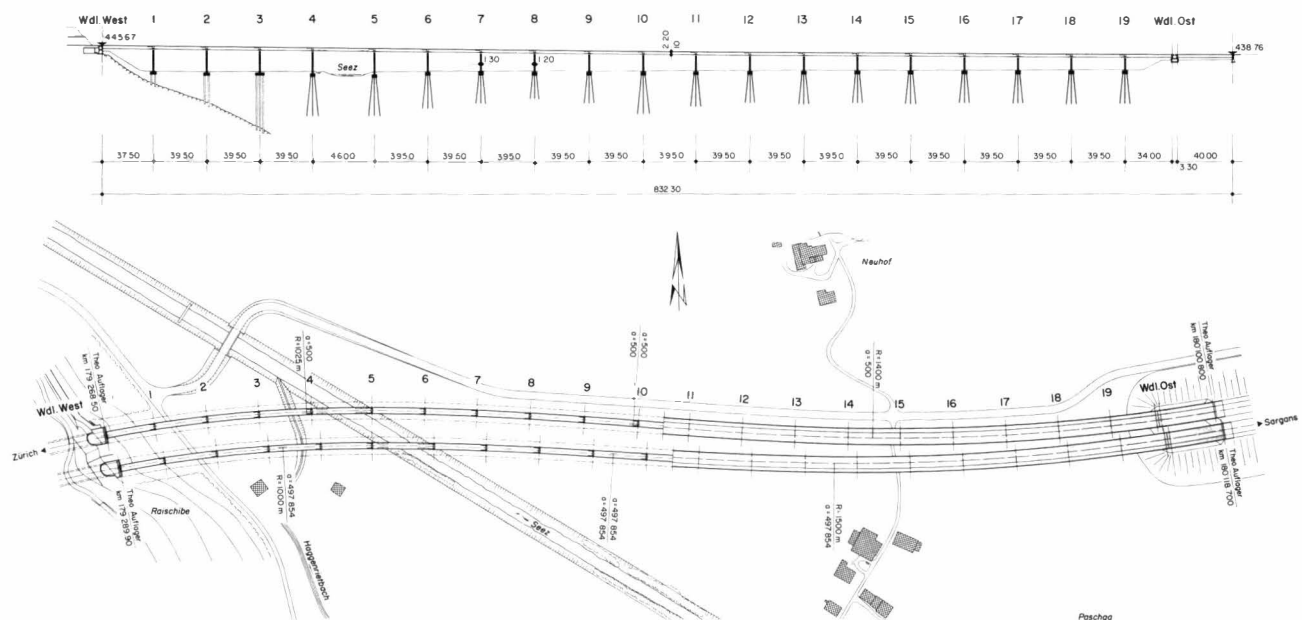
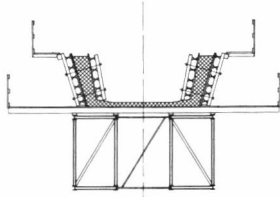


Fig. 1. Querschnitte Pfeiler und Überbau – Coupe en travers du pilier et de la superstructure – Cross section of pier and superstructure

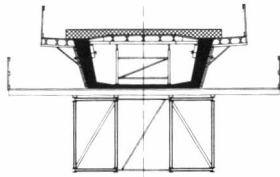
Fig. 2. Längsschnitt (Viadukt Nord) und Grundriss der Viadukte – Coupe en long (viaduc nord) et plan des viaducs – Longitudinal section (north viaduct) and plan of the viaducts



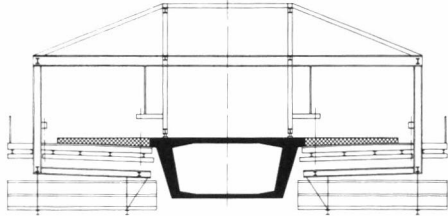
Phase 1



Phase 2



Phase 3



Phase 4

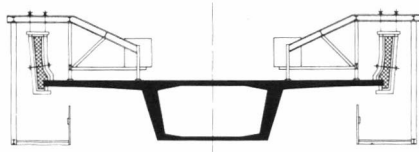


Fig. 3. Bauvorgang Überbau – Principe de construction de la superstructure – Principle of construction of the superstructure

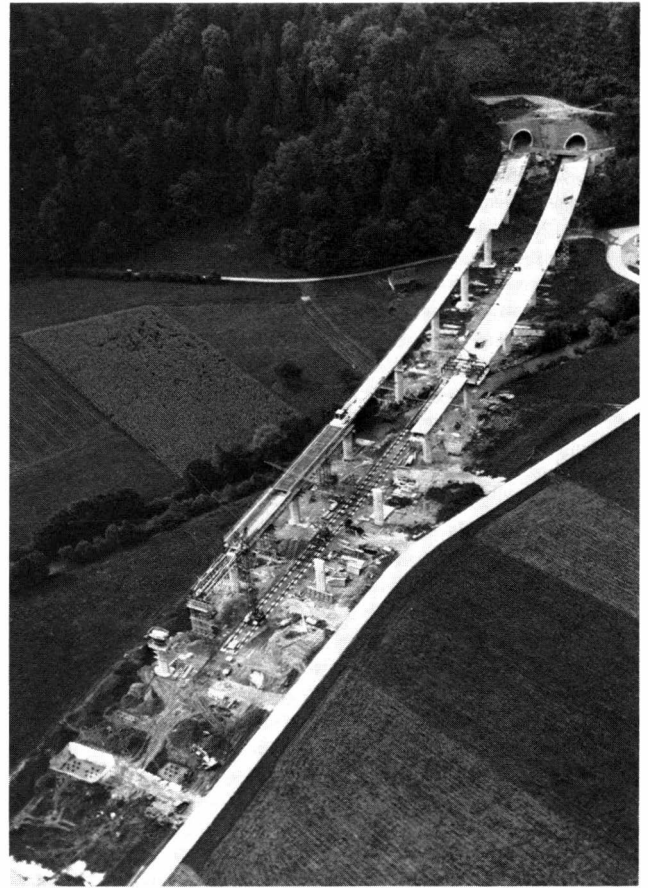


Fig. 4. Flugaufnahme August 1983 – Vue aérienne août 1983 – Bird's eye view august 1983

beitstake eine rationelle und wirtschaftliche Bauweise.

Vorspannung

Durch die Vorspannung des Überbaues wird eine hohe Qualität und Dauerhaftigkeit erzielt:

Die *Längsvorspannung* besteht aus 2 Kabelgruppen. Der Kabelstrang A von 2x3 Kabeln à 2400 kN wird am Ende jedes Betonierabschnittes gespannt und gekuppelt, der Kabelstrang B von 2x1 Kabel à 1900 kN überlappt sich jeweils über der Stütze und ist seitlich der Stege in einer Lisene abgespannt. Der Brückenträger ist über der Stütze im Hinblick auf die Vermeidung von Rissen in der Fahrbahnplatte voll vorgespannt, im Feld besteht volle Vorspannung für das Eigengewicht.

Die *Quervorspannung* der Fahrbahnplatte kompensiert mit 830 kN/m' die Schnittkräfte aus Eigengewicht und gewährleistet damit eine hohe Rissicherheit und reduziert die Deformations- und Schwingungsanfälligkeit der Konsolen.

Die *Vorspannung der Brüstungen* ist mit je 6 Einheiten à 180 kN darauf dimensioniert, allfällige Haarrisse möglichst klein und fein verteilt zu halten.

Bauvorgang

Die feldweise Erstellung des Brückenträgers im 2-Wochen-Takt erfolgt im

Querschnitt etappenweise in 4 Phasen. Das Lehrgerüst muss dadurch auf lediglich ca. 40% des Eigengewichtes des Brückenträgers dimensioniert werden; das Aufbringen der Vorspannung ist sorgfältig auf die einzelnen Phasen abgestimmt.

Phase 1: Druckplatten und Stege (Trog); feldweise auf Lehrgerüst; Vorspannung: Kabelstrang A auf 60%

Phase 2: Fahrbahnplatte über Trog; feldweise auf Trogquerschnitt; Vorspannung: Kabelstrang A auf 100%

Phase 3: Fahrbahnkonsolen; in Etappen von 10 m Länge mit Nachlaufwagen; Vorspannung: Kabelstrang B auf 100%, Quervorspannung in 2 Stufen auf 75%/100%

Phase 4: Brüstungen; in Etappen von 10 m Länge mit Nachlaufwagen; Längsvorspannung alternierend je die Hälfte auf 100%

Materialaufwand und Baukosten

Bohrpfähle	800 m
Injektionsrammpfähle	10200 m
Beton	17800 m ³
Schalung	38000 m ²
Bewehrungsstahl	1650 t
Vorspannung	300 t
Total	ca. SFr. 22 Mio
pro m ² Brückenfläche	ca. SFr. 1010.–

Hans Rigendinger

Résumé: La route nationale N3 traverse la plaine de Seez aux environs de Walenstadt au moyen de deux viaducs jumelés de 830 mètres de longueur environ. Leur superstructure est conçue comme un ouvrage précontraint sans joint (poutre continue) constitué d'un seul caisson étroit et de consoles importantes. Ces poutres reposent sur des piles élancées, elles-mêmes fondées sur pieux, ceci pour tenir compte des mauvaises conditions du sol.

Soit la précontrainte longitudinale des poutres maîtresses, soit la précontrainte transversale du tablier ainsi que celle des parapets apportent à l'ouvrage un haut degré de qualité et de durabilité. La précontrainte, de plus, est soigneusement adaptée au système de construction des poutres par travée et au système de construction de la section transversale en 4 étapes successives. Grâce à cette réalisation par étapes, on obtient une méthode de construction des plus rationnelles et par le fait même très économique.

Summary: Near Walenstadt, the Swiss National Highway N3 crosses the flat valley of the Seez river on twin viaducts of approximately 830 m length each. The superstructures have been designed as posttensioned concrete structures (continuous girders) with a narrow single cell hollow box section and laterally wide cantilevered deck slabs. They are supported on single slender piers and founded upon pile foundations which take into account the very poor foundation conditions.

The structures will have a very high degree of quality and durability, due to the posttensioning of the girders (longitudinal), of the roadway deck slab (transverse) and of the lateral parapets (longitudinal). The posttensioning systems are very carefully adjusted to the erection of the girders span by span and to the concreting of the cross section in 4 separate stages. This erection method has proved to be very efficient and economical.

Die Gateway – Brücke Brisbane (Australien)

Bauherr: Main Roads Department of Queensland (M.R.D.), Brisbane (Australien)
Projektverfasser: MacDonald Wagner Pty. Ltd., Fortitude Valley (Australien) und VSL International AG, Bern
Bauunternehmung: Transfield (Old) Pty. Ltd., Brisbane (Australien)
Subunternehmer für Vorspannung: VSL Prestressing (Aust.) Pty. Ltd.
Baujahre: 1981 bis 1986

Projektvariante

Wenn hier über ein Bauwerk ausserhalb der Schweiz berichtet wird, so hat dies seinen Grund darin, dass Schweizer Ingenieure bei der Ausarbeitung dieses Projektes massgeblich mitgewirkt haben. Im Offerstadium hatte VSL International eine Variante zum offiziellen Projekt ausgearbeitet, die am kostengünstigsten angeboten wurde. Der Bauherr entschied sich in der Folge, diesen Sondervorschlag ausführen zu lassen, zumal er dessen Ausführbarkeit, Unterhaltskosten und Ästhetik vorteilhaft beurteilte. VSL International AG wurde mit der Detailprojektierung der Flussspannweiten betraut. Das offizielle Projekt und die Variante VSL sind zum Vergleich in Fig. 1 und 2 dargestellt. Massgebende Randbedingung für die Flussspannweiten war das zwingend vorgeschriebene Lichtraumprofil für die Schifffahrt unter der Brücke und für den Luftverkehr über der Brücke. Die Beschränkung der freien Höhe über der Brücke machte es unmöglich, eine Schrägkabelbrücke in Betracht zu ziehen, welche für eine Spannweite von 260 m wohl am naheliegendsten gewesen wäre. Deshalb machte VSL den Vorschlag für eine Balkenbrücke mit einer Rekordspannweite von 260 m. Die Aufgabe von VSL International AG bestand aus folgenden Teilen:

- Erarbeitung von Projektierungsgrundlagen. Dazu gehörte u. a. die

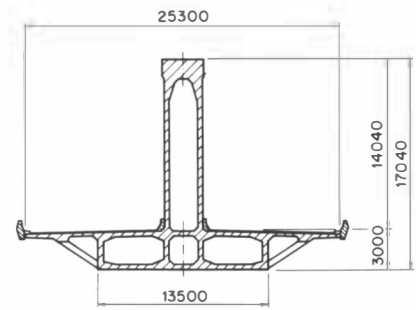
Ermittlung der Winddruckbeiwerte im Windkanal des Institutes für Aerodynamik der ETH Zürich anhand eines Holzmodelles im Massstab 1:150.

- Ausarbeitung des Ausführungsprojektes des Überbaus und der Pfeiler der Flussbrücke.
- Prüfung der Statik der Freivorbauwagen.
- Verfassen einer Anleitung für die Kontrolle der Deformationen.

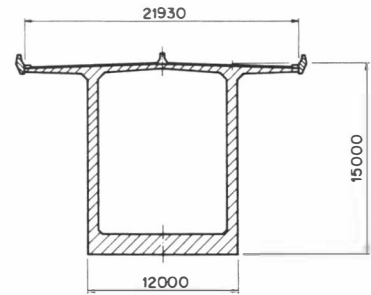
Die Abwicklung dieses Auftrages weitab von der Baustelle stellte erhebliche logistische Anforderungen, die dank des guten Zusammenwirkens aller Beteiligten erfolgreich bewältigt wurden. Es darf auch erwähnt werden, dass der Bauherr bereit war, u. a. die Anwendung der Norm SIA 162 (inkl. Richtlinien 34 und 35) zu akzeptieren. Im weiteren stand Prof. Dr. Bruno Thürlimann den Projektverfassern in wesentlichen Fragen der Berechnung als Experte zur Seite.

Das Projekt

Die Brücke befindet sich an der nordöstlichen Peripherie von Brisbane, etwa 7 km oberhalb der Mündung des Brisbane Rivers, an einer Stelle, wo der Fluss ungefähr 450 m breit ist. Das Bauwerk ist 1627 m lang und 21,93 m breit. Es ist im Grundriss gerade und weist 6 Fahrspuren auf. Im einzelnen



AUSSCHREIBUNG



VARIANTE

Fig. 2. Querschnitte des offiziellen und des VSL-Projektes – Sections transversales du projet officiel et du projet VSL – Cross-sections of the official and the VSL design

setzt sich die Brücke aus folgenden Abschnitten zusammen:

- Südliche Vorlandbrücke mit Feldern von 60-3x71-88 m plus einem 15 m langen Kragarm bis zum Querkraftgelenk,
 - Flussbrücke mit der Hauptspannweite von 260 m und zwei Seitenöffnungen von je 130 m (bis zu den Querkraftgelenken),
 - Nördliche Vorlandbrücke mit Feldern von 60-8x71-88 m plus wiederum einem 15 m langen Kragarm bis zum Querkraftgelenk.
- Der Überbau der Flussbrücke besteht aus einem einzelligen Hohlkasten. Dieser ist über den Pfeilern 15,70 m und in Feldmitte 5,20 m hoch. Querträger weist er nur über jenen Pfeilern auf, in die er eingespannt ist. Die Pfeiler sind Doppelpfeiler mit einem Achsabstand

Fig. 1. Längsschnitte des offiziellen Projektes (Ausschreibungsprojekt) und der VSL Variante – Coupes longitudinaux du projet officiel (projet de soumission) et de la variante VSL – Longitudinal sections of the official design (tender design) and of the VSL alternative

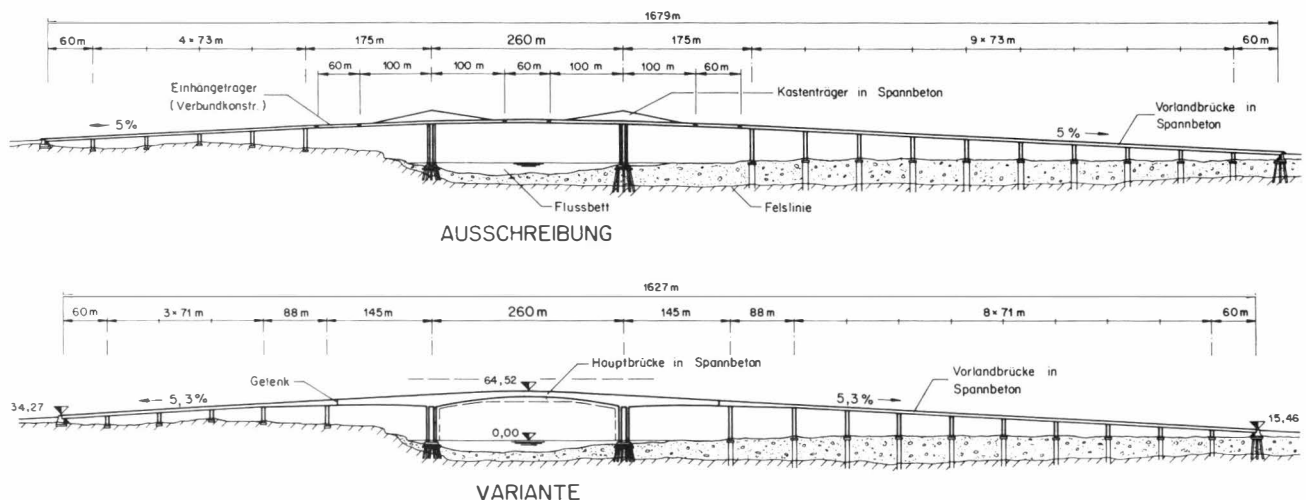




Fig.3. Das Bauwerk kurz vor dem Fugenschluss im Hauptfeld (Juli 1985) – L'ouvrage peu avant le clavage de la travée principale (Juillet 1985) – The structure just before closure of the main span (July 1985)

von 11,00 m. Jeder der Doppelpfeiler besteht aus einem dreizelligen Hohlkasten mit Aussenabmessungen von 12,00x2,50 m. Dieser Querschnitt hat sich im Laufe der Untersuchungen als der günstigste erwiesen. Die Pfeiler sind 47,50 m hoch.

Konzept der Vorspannung

Der Überbau der Flussbrücke ist in drei Richtungen vorgespannt:

- In Längsrichtung wurden VSL-Litzenkabel 5–31 mit einer Bruchkraft von je 5704 kN verwendet (in den Grundetappen zusätzlich Einheiten 5–19, Bruchkraft 3496 kN). Im allgemeinen wurden in jedem Freivorbauabschnitt zwei Kabel verankert. Die Kragarmkabel verlaufen in der Fahrbahnplatte, ihre Verankerungen befinden sich in der Schnittfläche Fahrbahnplatte/Steg. Die Kabel wurden gemäss Einstossmethode VSL eingebaut, d. h. die Litzen wurden einzeln nacheinander in die Hüllrohre eingestossen. Alle Kabel von mehr als 100 m Länge wurden von beiden Enden her gespannt.
- In Querrichtung wurden Spannglieder mit jeweils 4 Litzen \varnothing 12,7 mm (0.5") in Abständen von 0,50 m verwendet. Die Litzen liegen in einem flachen Hüllrohr, wodurch eine möglichst grosse Exzentrizität erzielt werden konnte.
- Die Stege sind vertikal mit VSL-Stangen \varnothing 35 mm (Bruchkraft 1039 kN) vorgespannt, die einzeln oder paarweise in Abständen von 0,50 bzw. 0,75 m angeordnet sind. Im Gebrauchszustand bewirken sie genügend Druckspannungen, um Risse zu verhindern; in der Bruchberechnung wird ihnen ein Teil der Vertikallasten zugewiesen.

Bauausführung

Während die Vorlandbrücken aus vorgefabrizierten Segmenten, die mit Ortsbetonfugen verbunden wurden, mit Hilfe eines Versetzträgers erstellt wurden, kam bei der Hauptbrücke Ortsbeton-Freivorbau zur Anwendung. Der Vorbau erfolgte von den 16,50 m langen Grundetappen aus asymmetrisch in je 30 Abschnitten (10 zu 3,00 m, 10 zu 4,00 m und 10 zu 5,00 m Länge). Das maximale Abschnittsgewicht betrug 390 Tonnen; demgegenüber wog jeder Freivorbauwagen nur etwa 150 Tonnen.

Mit dem freien Vorbau war im Juni 1983 begonnen worden. Im August 1984 wurde die maximale Auskragung vom südlichen Doppelpfeiler aus erreicht. Der Fugenschluss im Hauptfeld erfolgte am 28. Juli 1985. Im Januar 1986 wird das Bauwerk dem Verkehr übergeben.

Peter Matt und
Hans Ulrich Aeberhard

Literatur:

- Peter Matt, Pierre Roelli, André Vacher, Jean-Marc Voumard: «Die Gateway-Brücke in Brisbane (Australien)». Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 7, 1983.
- VSL International AG (Herausgeber): VSL News Letter, Ausgaben November 1983 und August 1985.

Résumé: Cet article présente une structure construite hors de Suisse et dont le projet a été étudié dans la majeure partie par des ingénieurs suisses. VSL International a proposé une variante qui s'est avérée plus économique que le projet officiel et qui a trouvé l'agrément du maître d'œuvre. VSL

International SA a été mandaté pour l'étude des portées principales.

L'ouvrage, d'une longueur de 1627 m, mesure 21,93 m en largeur. Côté sud, on y accède par une rampe de 376 m, alors qu'au nord la rampe d'accès mesure 731 m. L'ouvrage principal sur le fleuve mesure 520 m avec une ouverture centrale de 260 m. La poutre à caisson unique formant la superstructure atteint 15,70 m de hauteur statique sur appui; elle est supportée par des piliers doubles de 47,50 m de hauteur.

L'ouvrage sur le fleuve est précontraint longitudinalement et transversalement à l'aide de câbles VSL et verticalement dans les âmes à l'aide de barres VSL. Généralement, chaque étape de bétonnage a été ancrée à l'aide de deux câbles longitudinaux. Les torons ont été introduits un par un dans les gaines de câble à l'aide de la méthode d'enfilage de VSL.

La construction en encorbellement a été entreprise asymétriquement à partir d'une étape de base de 16,50 m de longueur sise sur les piliers. Trente étapes d'une longueur variant entre 3 et 5 m forment les fléaux de part et d'autre des piliers. Le poids maximal d'une étape atteint 390 tonnes. La construction en encorbellement a débuté en juin 1983, le clavage de l'ouverture principale a été mené à bien le 28 juillet 1985. L'ouvrage sera ouvert au trafic en janvier 1986.

Summary: The described structure is located outside Switzerland and Swiss engineers participated extensively in its creation. At the time of tender VSL International worked out an alternative to the official design which was subsequently selected for execution by the client. The river spans were designed by VSL International Ltd. The bridge is 1627 m long and its width is 21.93 m. It consists of the 376 m long south approach bridge, the 731 m long north approach bridge and the 520 m long river crossing with a main span of 260 m. The superstructure is a single-cell box girder with a maximum depth of 15.70 m being supported by 47.50 m high twin piers. The superstructure of the river bridge is post-tensioned longitudinally, transversally and also vertically with VSL cables. In each segment generally two longitudinal cables are anchored. The installation of the strands was made by applying the VSL push-through method. The free cantilever cast-in-place construction started with a 16.50 m long pier unit at the twin piers. To each side 30 segments of 3 to 5 m length were built in an asymmetrical manner. The max. segment concrete weight was 390 tons. The cantilevering started in June 1983 and the closure pour at midspan was successfully made on 28th July, 1985. In January 1986 the bridge is opened for traffic.

Gare CFF de Genève-Cointrin

Maître d'œuvre:
Architectes:

Chemins de Fer Fédéraux Suisses, Division des travaux | Lausanne
Association d'architectes: G. Brera – P. Boecklin – B. Mocellin –
Steiger – Partner SA, Genève
Ingénieurs civils:
Association de bureaux d'ingénieurs
Realini, Bader & Associés – Liechti & Serex, Genève
Années de construction:
1983–1986

Introduction

La construction de la gare CFF de Genève-Cointrin, s'inscrit dans la réalisation du raccordement ferroviaire entre la gare de Cornavin (en ville) et l'aéroport. La nouvelle gare remplira la fonction de tête de ligne du réseau ferroviaire à l'ouest de la Suisse, elle desservira outre l'aéroport le nouveau palais des expositions se trouvant à proximité. Ces travaux s'inscrivent dans tout un ensemble de réalisations, notamment: le prolongement de l'autoroute N1, la construction d'un parking souterrain de 3000 places sur six niveaux longeant le tunnel d'accès de la gare, l'extension des plates-formes routières desservant l'aéroport.

Description de l'ouvrage

L'ouvrage d'une longueur totale de 1037 m environ, se divise en trois parties principales:

– Le tunnel d'accès, d'une longueur de 370 m environ. Il comprend le niveau des quais, en partie enterré et en partie surmonté par la plate-forme de l'aérogare. La structure porteuse travaille en cadre sur semelles filantes, un radier de 40 cm supporte les voies posées sur balast et assure l'écoulement des eaux. Entre les axes 5 à 33, la dalle de couverture franchit une portée de 18,5 m, son épaisseur varie entre 0,9 m et 1,1 m, elle est calculée comme pont route à surcharge réduite. Cette dalle a été précontrainte partiellement par des câbles Freyssinet 9T13 de 1120 kN distants de 0,9 m, compensant le poids propre.

– La gare proprement dite, d'une longueur de 550 m environ, comprend jusqu'à quatre niveaux, dont un qui se trouve sous les voies et contient les

locaux pour le tri des bagages. Le niveau des quais comprend quatre voies desservies par deux quais. Le niveau arrivée abrite les locaux d'exploitation et commerciaux sur une surface d'environ 12000 m². C'est au niveau départ qui est couvert par une toiture métallique d'une surface de 4500 m², que se fait la liaison avec l'aérogare par l'intermédiaire de la plate-forme. La structure travaille en cadre à étages et doit supporter par endroits une importante poussée latérale asymétrique due à des niveaux de remblayage inégaux de part et d'autre de l'ouvrage. Les murs latéraux reposent sur des semelles filantes et les piliers sur des semelles isolées. Les dalles se posent par l'intermédiaire d'appuis en élastomère sur les porteurs rigides (cages d'escaliers et d'ascenseurs) pour leur permettre les déformations transversales et longitudinales.

Du côté Lausanne de la gare au niveau arrivée les locaux d'exploitations et commerciaux sont remplacés par deux étages de parking dont le dernier est accessible aux camions.

– Le tunnel de queue de gare, d'une longueur de 120 m environ, comprend le niveau des quais surmontés d'un étage de parking. La dalle de couverture est inclinée de façon variable par tranches entre les joints de dilatation, afin de s'adapter au passage d'une bretelle de l'autoroute N1. La structure est conçue de même manière que le tunnel d'accès.

Dalle sur arrivée entre les axes 43 à 69

Caractéristiques de la structure

Cette dalle d'une surface totale de 7000 m² a une largeur de 40 m, elle est divisée en trois tronçons de 57,6 m en longueur, latéralement elle est liée à des

murs de 0,5 m d'épaisseur. Au centre, nous avons trois rangées de piliers avec une trame de 14,4 m longitudinalement et 9,6 m transversalement. Des joints de dilatations sont disposés tous les 57,6 m entre chaque tronçon, ils sont réalisés par des corbeaux au droit des piliers à une distance de 2,4 m. L'épaisseur de la dalle est de 0,5 m avec des champignons plats de 0,35 m d'épaisseur sur les poteaux. Cette structure laisse un maximum de place pour le passage des gaines de ventilation et autres installations.

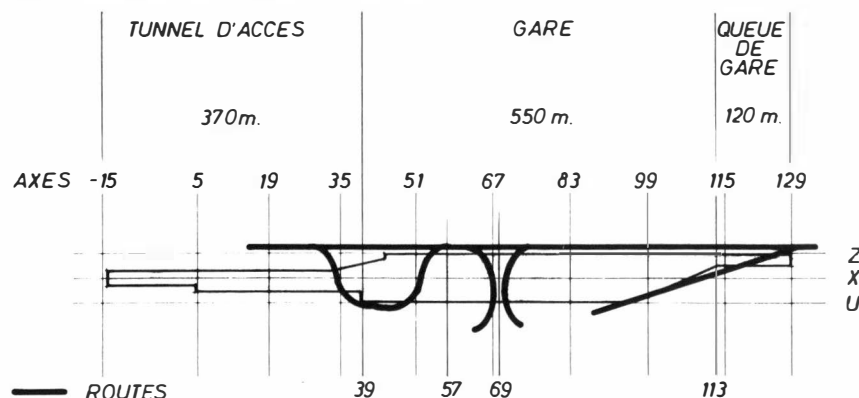
Les surcharges sont importantes, soit: environ 1 m de terre et 5 kN/m² ou des remblayages en tout-venant et des surcharges routières pour routes nationales. Du point de vue statique, les champignons plats sur les piliers permettent d'alléger la dalle dans les travées. Ils reprennent les moments négatifs, qui sont encore plus accentués que dans une dalle plate, ainsi que les efforts de poinçonnement.

L'adoption d'une précontrainte partielle par bandes d'appui a permis de réduire l'armature passive, et surtout d'éviter la disposition d'une armature de poinçonnement importante autour des piliers, l'effort de poinçonnement étant réduit à environ la moitié de la réaction d'appui. La précontrainte a été réalisée au moyen de 6 câbles de 1010 kN dans le sens transversal et 8 câbles de 1420 kN dans le sens longitudinal, système BBRV de la maison Stahlton. Dans le sens longitudinal, il a été disposé des coupleurs intermédiaires afin de réduire les pertes dans les câbles. La précontrainte a un tracé parabolique concave dans les champs reliés par des arcs de cercles convexes, les points d'inflexions étant disposés le plus près possible des appuis. Les efforts de déviation balancent environ le 60% des charges permanentes (poids propre + terre).

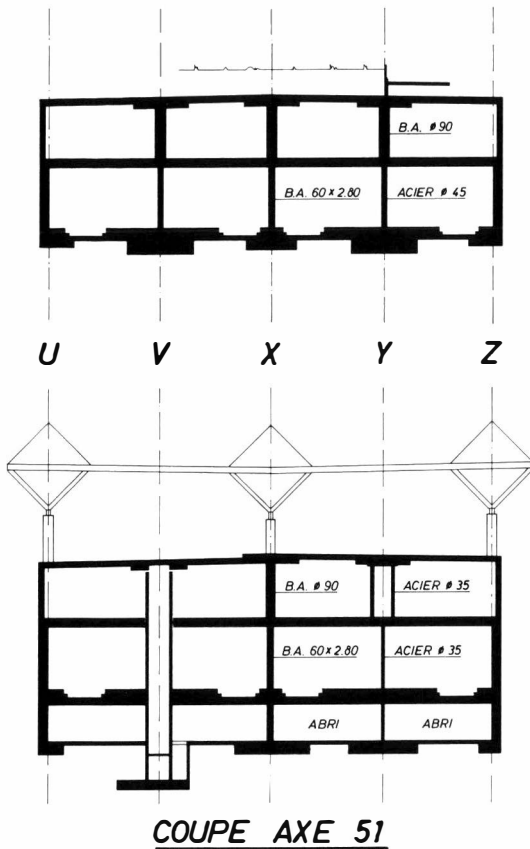
Mise en œuvre

L'ancrage des câbles au droit des joints de dilatation a posé quelques problèmes d'ordre pratique qui ont nécessité un soin particulier pour l'établissement des plans d'armature et pour l'exécution de la part de l'entreprise. En effet, l'appui d'une dalle sur l'autre est réalisé au moyen de corbeau, l'épaisseur disponible est donc réduite de moitié, l'armature du corbeau vient s'ajouter aux têtes des câbles et aux armatures permettant l'introduction des forces d'ancrage. Mise à part les câbles longitudinaux, qui comprennent des coupleurs au milieu de la dalle, les câbles sont mis en tension une fois que toute une zone entre joints de dilatation est bétonnée. L'armature passive étant à même de reprendre le poids propre du béton, le placement d'étais provisoires n'a été nécessaire que pour diminuer le fluage. Les parties de dalle entre joints de dilatation comprennent quatre étapes de bétonnage de 14,4 m sur toute la largeur de la gare. Chaque étape représente un volume de 300 m³ de béton, avec une cadence d'exécution d'environ 3 semaines. La dalle a

Fig. 1. General plan – Plan d'ensemble – Übersicht



COUPE AXE 57



COUPE AXE 51

Fig.2. Cross sections – Coupes transversales – Querschnitte

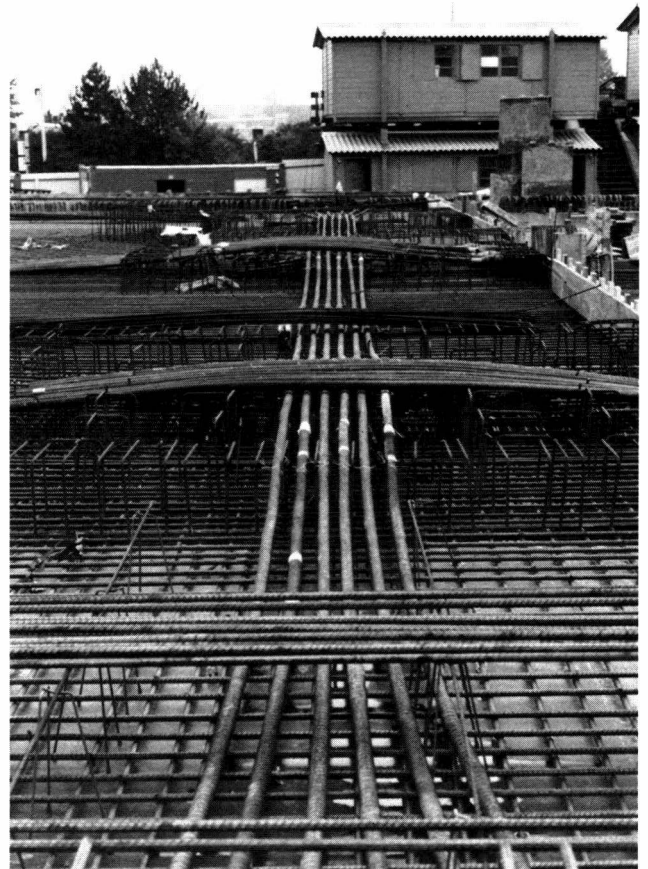


Fig.3. Prestress-cables placed in the support strips – Précontrainte par bande d'appui – Auf die Stützenstreifen-Verlegte Vorspannkabel

été coulée avec du béton BH300 comprenant 0,8% de fluidifiant, pompé sur des distances pouvant atteindre 500 m. Le bétonnage est effectué en deux couches avec pervibration de chaque couche. Les câbles de précontrainte sont bétonnés dans chaque étape et laissé en attente pour les étapes suivantes.

Dalles sur arrivée entre les axes 109 et 113

Sur cet ouvrage se trouve la fin du parking accessible aux camions ainsi qu'une zone couverte de terre, les surcharges pouvant atteindre par endroits 14 kN/m^2 . La dalle couvre la zone d'accès au parking se trouvant au niveau arrivée, elle s'appuie sur les murs latéraux de la gare, les piliers intermédiaires étant supprimés dans cette zone, La structure est constituée de poutres simples en double T, elles sont formées par des nervures de 0,6 m de largeur espacées de 3,6 m, une dalle supérieure de 20 cm et d'une dalle inférieure de 12 cm. Le tout a une hauteur variant de 1,4 à 1,7 m et la portée maximum est de 21 m.

La précontrainte partielle est réalisée à l'aide de 4 câbles BBRV de 1100 kN, dans chaque poutre, permettant de balancer le poids propre à 100%. Il a été en outre disposé entre chaque poutre dans la dalle inférieure, 5 monotorons 0,6" injectés (Stahlton) de 180 kN. Les poutres reposent librement sur des appuis néoprènes «Las-

tobloc» dimensionnés de façon à absorber les mouvements horizontaux ainsi que les forces horizontales dues au freinage.

Vincent Correnti

Zusammenfassung: Der Bau des Bahnhofs SBB in Genf Cointrin erfolgt im Rahmen des Bahnanschlusses zwischen dem (in der Stadt gelegenen) Bahnhof Cornavin und dem Flughafen. Der neue Bahnhof hat die Funktion eines Kopfbahnhofes des schweizerischen Eisenbahnnetzes und gewährleistet neben dem Anschluss an den Flughafen auch denjenigen an das neue Ausstellungsgebäude. Der Bau hat eine Gesamtlänge von rund 1037 m und ist in drei Hauptteile unterteilt:

- Zufahrtstunnel
- eigentlicher Bahnhof mit bis zu vier Höhenlagen: die Gepäcksortierung, die Bahnsteige mit 4 Gleisen, die Ankunftshalle mit den Räumlichkeiten für die Betriebsführung und den Geschäftsbereich, die Abfahrtschalle mit Verbindung zum Flughafen. Die Räumlichkeiten Richtung Lausanne auf der Höhenlage Ankunft werden durch zwei Parking-Stockwerke ersetzt, wovon eines für Lastwagen zugänglich ist.
- Tunnel am Bahnhofsende.

Spannbetondecken

1. *Decke auf Ankunft zwischen den Achsen 43 und 69:* Diese Platte mit einer Fläche von 7200 m^2 besteht aus einer Vollplatte von 0,5 m. Mit Flachplatten von $4,8 \text{ m} \times 4,8 \text{ m} \times 0,35 \text{ m}$ liegt sie auf einem Rastervon Pfeilern von $14,4 \text{ m} \times 9,6 \text{ m}$ und auf Mauern, die am Rand 0,5 m messen. Alle 57,6 m befinden sich Dehnungsfugen. In dieser Zone trägt die Platte 1 m Erde, und eine Last von 5 kN/m^2 , oder die Strasseninfrastruktur und die Last des Strassenverkehrs. In den Stützzonen wurde eine Teilvorspannung mit Kabeln des Typs BBRV (Stahlton) verwendet, womit rund 60% der Dauerbelastung (Gewicht des Betons+Erde) kompensiert werden kann.

2. *Decke auf Ankunft zwischen den Achsen 109 und 113:* Dieser Bau deckt die Einfahrt zum Parking. Da die Zwischenpfeiler weggelassen wurden, beträgt die Spannweite bis zu 21 m. Die Platte

besteht aus Doppel-T-Trägern im Abstand von 3,6 m und einer Höhe von 1,4 m bis 1,7 m. Die Träger wurden mit 4 Stahltonkabeln von 1100 kN vorgespannt und kompensieren das Eigengewicht zu 100%.

Summary: The construction of the railway station at Geneva-Cointrin is part of the project to establish a rail link between Cornavin station (in the town centre) and the airport. The new station will fulfil the function of railhead for the Swiss railway network, and will in addition serve the airport and the new exhibition hall (palais des expositions). The structure, which has a total length of approx. 1037 m, is divided into three main parts:

- the access tunnel
- the station proper, which comprises up to four levels. The luggage sorting level, the railway platform level with 4 platforms, the arrival level housing the operating and shopping areas, and the departure level providing the link with the airport.

On the Lausanne side the arrival level area is replaced by two parking floors, one of which is accessible to heavy vehicles.

- the tunnel at the rear of the station.

Prestressed Slabs

1. *Slab above the arrival level between axes 43 and 69:* This slab with a surface area of 7200 m^2 consists of a solid 0,5 m slab with flat slabs of $4,8 \times 4,8 \times 0,35 \text{ m}$. It rests on a network of pillars of $14,4 \times 9,6 \text{ m}$ and on 0,5 m walls at the edges. Expansion joints are situated every 57,6 m. The slab must support 1 m of earth in this region and an overload of 5 kN/m^2 , or the infrastructure of the roads passing above and the load due to the traffic. Partial prestressing employing BBRV (Stahlton) cables has been used, arranged in support strips allowing some 60% of the permanent load (weight of concrete and earth) to be compensated.

2. *Slab above the arrival level between axes 109 and 113:* This structure covers the access zone to the parking level. Since there are no intermediate pillars in this zone the span can attain 21 m. The slab consists of I beams spaced at intervals of 3,6 m and with a height of 1,4 to 1,7 m. The beams are partially prestressed by means of 4 Stahlton cables of 1100 kN, fully compensating the dead load.

Bahnhof Museumstrasse der Zürcher S-Bahn

Los 2.03 Hauptbahnhof

Bauherr: SBB, Bauabteilung Kreis III
Projektverfasser: Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG, Zürich;
 Steiger Partner AG, Architekten und Planer, Zürich
Bauunternehmung: ARGE Hauptbahnhof, Marti AG / Grund- und Tiefbau AG / W.Rüdi-
 sühli, Zürich
Bauzeit: 1983–87

Der unterirdische Bahnhof Museumstrasse in Zürich ist ein wichtiger Bestandteil und durch seine Lage unter dem Hauptbahnhof und der Museumstrasse eine der kompliziertesten Baustellen der neuen S-Bahn-Linie durch den Zürichberg. Er ist als Durchgangsbahnhof mit vier Gleisen und zwei 10 m breiten Inselepperrons von 350 m Länge ausgelegt. Die von der Sihl bedingte Tieflage der Gleise von 14 m unter Terrain ermöglicht ein grosszügiges Fussgängergeschoss, das teilweise kommerziell genutzt wird.

Das Bauwerk wurde für die Ausführung in vier Baulose unterteilt. Das hier beschriebene Baulos 2.03 wurde insbesondere im Hinblick auf die Anwendung der Vorspannung ausgewählt (Fig. 1).

Tragkonstruktion

Im betrachteten Baulos besteht das Bauwerk aus dem Perrongeschoss und der darüberliegenden Bahnhofhalle (Fig. 2). Die zwei Stützenreihen sind in Perronmitte angeordnet. Die Stützen haben somit den grösstmöglichen Abstand von den Gleisen und erhalten ausserdem durch die 55 cm hohen Perrons einen gewissen Schutz bei eventuellen Zugsentgleisungen. Sie sind so bemessen, dass beim Einwirken einer statischen Horizontallast von 2000 kN in beliebiger Richtung keine plastischen Verformungen auftreten. Die runden Vollstahlstützen von 50 cm Durchmesser stehen im Abstand von 13,60 m. Dadurch entstehen für die Mittelfelder der Decken Spannweiten von 17,50×13,60 m.

Die obere Decke hat relativ hohe Lasten zu tragen: ausser dem Eigengewicht den ca. 1,0 m starken Strassenkoffer sowie die Verkehrslasten von Hauptstrassen, Strassenbahn und

zwei SBB-Gleisen. Sie weist eine horizontale Untersicht mit konischen Betonpilzen von 4,2 m Durchmesser auf; die Deckenstärke beträgt im Mittelfeld ca. 90 cm. Die untere Decke hat eine Dicke von 60 cm und ist über den Stützen mit einer Voute verstärkt.

Die SBB haben für Gleisarealüberbauungen durch Dritte gewisse Richtlinien für die Auslegung der Tragkonstruktion aufgestellt, die auch bei diesem Bauwerk sinngemäss angewandt wurden. Danach wurde als besonderer Lastfall der Ausfall von einer Stütze sowie von zwei Stützen untersucht. Beim Ausfall einer Stütze muss die Bruchsicherheit noch 1,3, beim Ausfall von zwei Stützen 1,0 betragen. Dort, wo diese Bedingungen nicht erfüllt werden konnten (z. B. bei Dilatationsfugen), wurden die Stützen im Perrongeschoss auf eine Anpralllast von 4000 kN ausgelegt.

Das Bauwerk ist in Abständen von 70 bis 80 m dilatiert; die Dilatationsfuge befindet sich jeweils im Fünftelpunkt der Spannweite. Da der Bahnhof ca. 12 m unter dem Grundwasserspiegel liegt, wurde eine elastische Isolation aus zwei Lagen kunststoffmodifizierten Bitumendichtungsbahnen vorgesehen.

Konzept der Vorspannung

Die zwei Decken sind partiell vorgespannt, während die Bodenplatte schlaff armiert ist. Die Vorspannkabel sind in den Stützstreifen konzentriert. Jeder Streifen weist bei der oberen Decke 6, bei der unteren 4 Freyssinet-Litzenkabel à 2300 kN auf. Die Kabel sind von Stütze zu Stütze parabelförmig geführt. Die Umlenkkräfte entsprechen bei der oberen Decke ca. 90%, bei der unteren Decke ca. 75% der ständigen Lasten. Durch die Vor-

spannung konnten das Durchstanzproblem entschärft und die langfristigen Durchbiegungen reduziert werden. Die Vorspannung wurde in zwei Stufen, 3 bzw. 10 Tage nach dem Betonieren einer Etappe, aufgebracht. Unmittelbar danach sind die Kabel mit Zement injiziert worden.

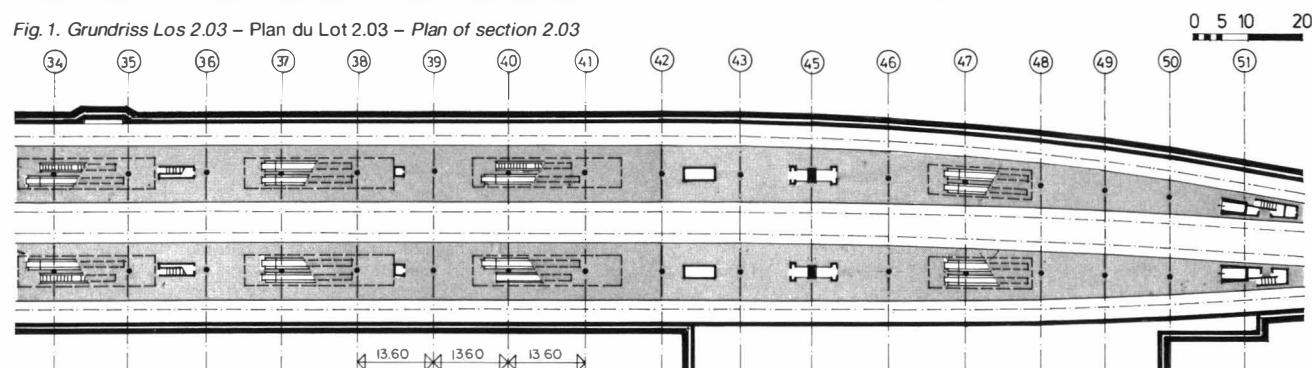
Die Kabel sind in den Arbeitsfugen, die in der Regel beim Momentennullpunkt angeordnet sind, gekuppelt. Innerhalb des Plattenquerschnittes befinden sich die Kupplungen nahe der neutralen Achse, so dass die vom Verkehr erzeugten geringen Wechsellastspannungen die Ermüdungssicherheit der Kupplung nicht gefährden. Bei der unteren Decke werden die Querkabel wechselseitig von Spannschienen aus vorgespannt.

Da das Bauwerk im Boden und im Grundwasser eingebettet ist, können neben Wasser auch Streuströme einwirken. Vor allem kann Gleichstrom in Verbindung mit freiem Wasser zur gefährdeten elektrochemischen Korrosion von Stahl führen. Diese findet dort statt, wo der Strom das Metall verlässt und in ein nichtmetallisches Medium von niedrigerem Potential eintritt. Eine Quelle solcher Streuströme ist die mit Gleichstrom betriebene Strassenbahn, die unmittelbar auf der oberen Decke fährt.

Um die Vorspannkabel zu schützen, wurde erwogen, diese durch Kunststoffhüllrohre elektrisch zu isolieren. Versuche zeigten jedoch, dass die hohen Pressungen zwischen Stahl und Hüllrohr bei kleinen Krümmungsradien den Kunststoff örtlich ausquetschen und die gewünschte Isolation damit verloren geht. Diese Massnahme ist nur bei geraden Kabeln sinnvoll, wie z. B. bei Boden- und Felsankern. Zum Schutz der Vorspannung und der Armierung gegen elektrochemische Vorgänge wurden folgende zum Teil ohnehin vorgesehene Massnahmen realisiert:

- Fernhalten von Wasser und Streuströmen durch eine durchgehende Isolation (metallische Durchdringungen müssen elektrisch isoliert werden)
 - Ableiten von Strömen durch ein Erdungssystem
 - Erdung der Vorspannkabel
- Eine weitere Anwendung der Vorspannung liegt bei den Bodenankern für die Auftriebssicherung vor. Auf diese soll jedoch hier nicht näher eingegangen werden.

Fig. 1. Grundriss Los 2.03 – Plan du Lot 2.03 – Plan of section 2.03



Bauvorgang

Die Bedingung, den Verkehr in der Museumstrasse während der Bauzeit aufrecht zu erhalten, führte zur Wahl der sogenannten Deckelbauweise, ein Verfahren, das seit seiner Entwicklung beim Bau der Mailänder U-Bahn in den fünfziger Jahren immer häufiger angewandt wird. Ausser den Schlitzwänden als Baugrubenabschluss wurden Pfähle von 1,8 m Durchmesser im Bentonitverfahren ausgeführt.

Zwischen Pfahl und Stütze wurden Freyssinet-Flachpressen eingebaut, um allfällige übermässige Pfahlsetzungen auszugleichen. In einer Tiefe von etwa 15 m wurde zuerst im Schutze eines verlorenen Stahlrohres eine Zentrierplatte auf den Pfahlkopf versetzt. Danach wurde die 14 m lange und ca. 20 t schwere Vollstahlstütze blind abgesenkt. Diese sehr anspruchsvollen Arbeiten konnten dank einer minuziösen Arbeitsvorbereitung von Ingenieur und Unternehmung ohne Unfälle und mit gutem Erfolg ausgeführt werden. Der Verkehr in der Museumstrasse musste dreimal umgeleitet werden. Die obere Decke musste dementsprechend in kleinen Etappen betoniert werden, was im Hinblick auf das Vorspannen nicht immer optimal war und zu einer relativ hohen Anzahl von Baustelleneinsätzen führte (Fig. 3). Die untere Decke konnte hingegen, vom Verkehr unbehindert, in optimalen Abschnitten betoniert werden.

Die obere Decke wurde auf eine auf dem gewachsenen Boden ausgelegte Schalhaut betoniert. Dann wurde bis zur Unterkante der unteren Decke ausgehoben und diese ebenfalls betoniert. Beim Ausheben diente die jeweils darüberliegende Decke als Spiess zwischen den Schlitzwänden.

Schlussbemerkungen

Die Vorspannung ermöglichte, die Decken mit relativ grossen Spannweiten zu realisieren und die Auftriebssicherung wirtschaftlich zu lösen.

Sandro Perucchi

Résumé: Le lot de construction décrit fait partie de la gare Museumstrasse du réseau exprès régional zurichois. L'ouvrage comprend l'étage des quais et le hall de gare situé au-dessus. Les deux rangées de piliers ont été placées au milieu des quais. Les dalles ont une portée assez grande dans la partie médiane. La structure portante a été conçue de telle façon qu'en cas de défaillance d'un pilier, les réserves de capacité portante sont encore suffisantes.

Les deux dalles ont été précontraintes partiellement à l'aide de câbles placés sur bandes d'appui. On a porté grande attention au problème de la corrosion électro-chimique de l'acier provoquée par le courant continu. Dans ce cas, il est important d'éviter l'accès d'eau et de courant à la construction par une isolation et d'effectuer une mise à terre des aciers d'armature. De plus, la précontrainte a trouvé son application dans les

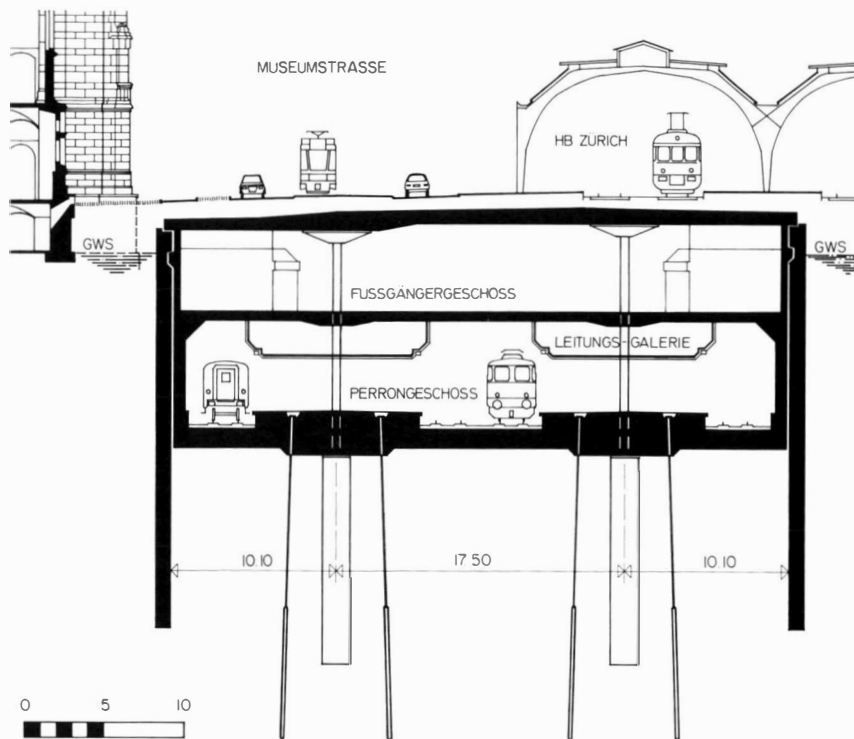


Fig. 2. Querschnitt – Coupe en travers – Cross-section

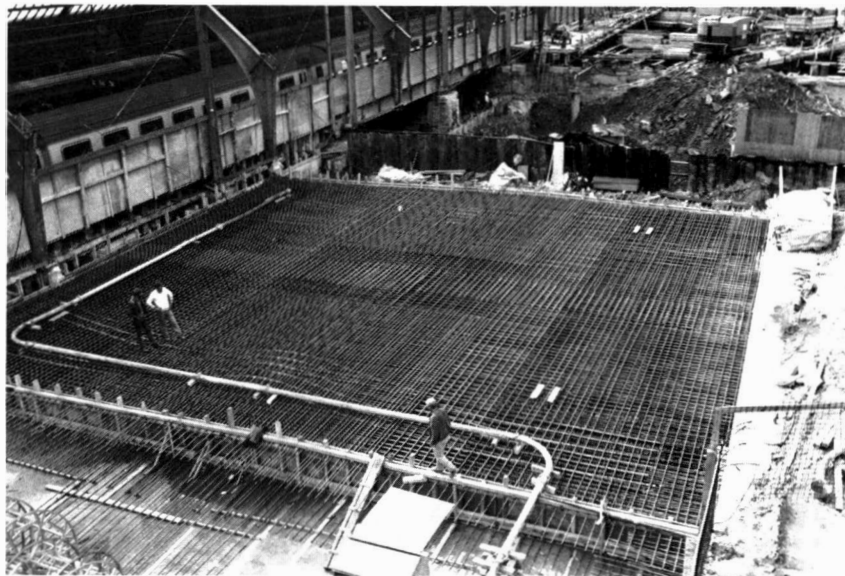


Fig. 3. Obere Decke, Armierung – Dalle supérieure, armature – Upper floor slab, reinforcement

ancrages en sol assurant la sécurité contre la sous-pression.

Afin de maintenir le trafic dans la Museumstrasse on a construit d'abord la dalle supérieure et on a exécuté ensuite les excavations. Des parois moulées et des pieux de gros diamètre ont été exécutés à la boue bentonitique. La mise en place des piliers sur les pieux a été effectuée à l'aide de tubes métalliques.

Summary: The construction work described here is a section of the Museumstrasse Station, Zurich, for the new rapid regional rail system. The construction comprises the platform level and the station concourse situated above it. The two rows of columns were arranged in the middle of the platform. The centre spans of the floor slabs are

relatively large. The structure has been designed in such a way that if one column support fails there is adequate reserve load carrying capacity. Both floor slabs are partially prestressed with cables placed in support strips. Special attention was given to the problem of electro-chemical corrosion of the steel due to direct current. In such a case it is important to insulate the structure from water and electric currents and to earth the reinforcement. A further use of prestressing was in connection with ground anchors to ensure the safety against uplift.

To avoid traffic stoppages in the Museumstrasse the construction method took advantage of the support provided by the floor slabs. Diaphragm walls and large diameter piles were installed using the bentonite slurry technique. The steel columns were placed directly on the pile heads using protective steel tubes.

Ponte sul Ticino a Osogna

Committente: Dipartimento delle pubbliche costruzioni, Ufficio Strade Nazionali, Bellinzona
Progetto: Studio d'ingegneria, Pini/Dazio, ingg. dipl. ETH, SIA, OTIA, Lugano-Cadenazzo
Impresa: LGV Impresa Costruzioni, SA, Bellinzona
Precompressione: Stahlton SA, Lugano (Sistema BBRV)
Durata dei lavori: 1983-1986

Introduzione

Nel 1982 l'Ufficio delle Strade Nazionali del Canton Ticino ha presentato il tracciato definitivo del tronco autostradale tra Biasca e Bellinzona, con il quale praticamente si conclude la realizzazione della N2 e si attua il collegamento autostradale continuo sull'asse europeo Nord - Sud. A dipendenza di forti opposizioni a livello politico, paesaggistico ed ecologico, la pianificazione ha subito un notevole ritardo il cui recupero si è ribaltato sui tempi progettuali-esecutivi.

Il ponte che scavalca il Fiume Ticino sotto un angolo di 45°, si trova nella piana della Riviera in una zona geolo-

gicamente caratterizzata da materiali alluvionali con struttura a banchi più o meno lenticolari.

Il manufatto

L'impalcato, con una lunghezza totale di 268 m, è costituito da due vie parallele indipendenti a piattabanda inferiore e travata aperta, strutturate a trave continua a 3 campate normali di 60 m che si raccordano alle due campate di riva di 44 m.

La scelta della sezione trasversale è stata dettata da due necessità fondamentali: quella di abbassare al massi-

mo la livelletta stradale pur assicurando un franco sicuro sulla quota di massima piena, e l'impellenza considerata la vicinanza delle abitazioni, di ridurre al minimo l'inquinamento fonico con la posa di pannelli fono-assorbenti.

Dalla fusione di queste due esigenze è maturata l'idea di coinvolgere nell'impianto strutturale quest'ultimi elementi a formazione della sezione proposta. La larghezza delle due careggiate è differenziata e comporta 11,35 m per la S-N, e 12,75 m per la N-S.

Dal profilo strutturale l'impalcato si compone di una soletta nervata, monoliticamente connessa e sospesa alle travi longitudinali alle quali conferisce la necessaria stabilità trasversale.

L'interasse tra le travi di soletta è modulato su m 5,0 con una sezione trapezoidale di 65-75 cm di larghezza per 74 cm di altezza, che in corrispondenza degli appoggi si irrigidisce su una sezione di 200-205 cm (vedi Figura 4). La soletta di completazione della sezione ha uno spessore di 26 cm ed è di tipo semiprefabbricato con lastre precomprese di 6 cm di spessore.

Le travi longitudinali si compongono di una sezione a doppio T, spessore medio d'anima di 90 cm e due ali di 130/130 cm: l'altezza totale di propetto è di 405 cm. I manufatti sono precompressi longitudinalmente e trasversalmente.

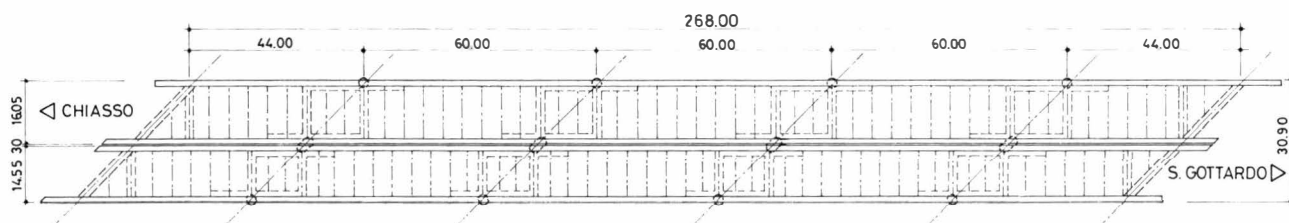


Fig. 1. Grundriss - Plan - ground plan - Pianta

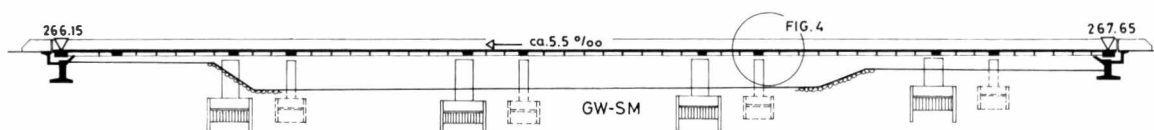


Fig. 2. Längsprofil - Profil en long - Longitudinal profile - Profilo longitudinale

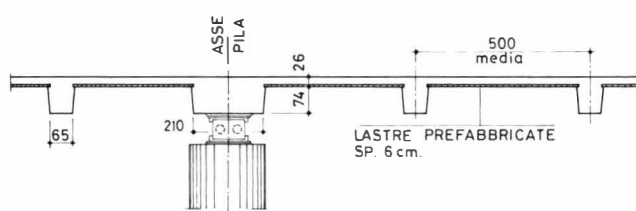
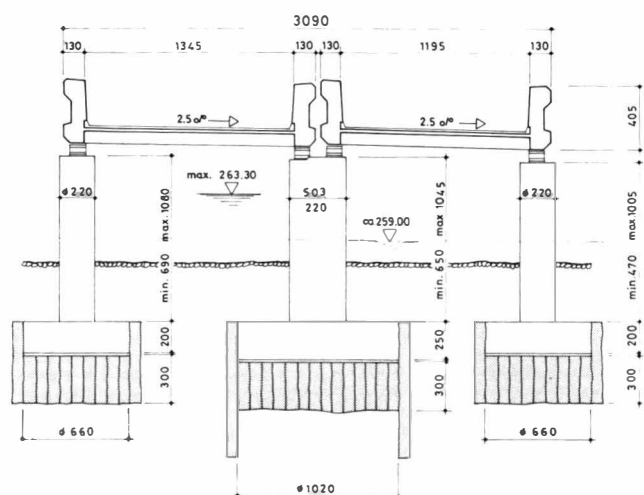


Fig. 4 (oben). Detail Längsschnitt - Détail profil en long - Detail of longitudinal profile - Dettaglio profilo longitudinale

Fig. 3 (links). Querschnitt - Section en travers - Cross section - Sezione trasversale

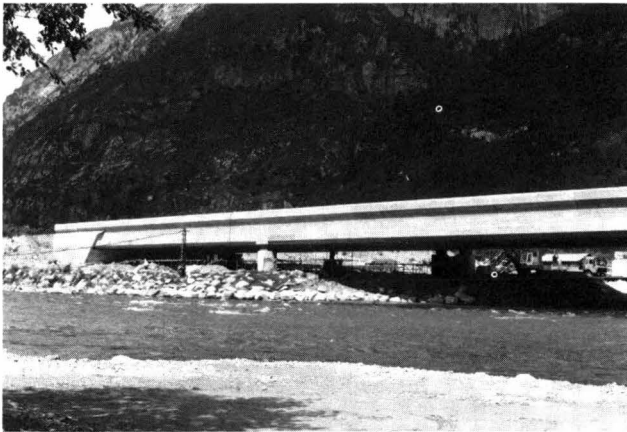


Fig. 5. Sicht auf Längsträger – Vue du longeron du pont – View of box girder – Vista trave longitudinale

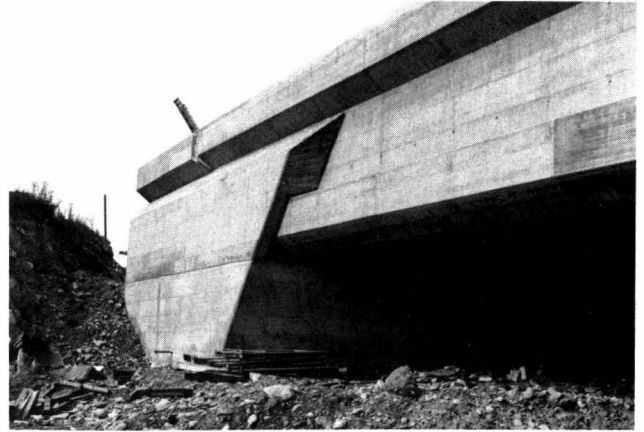


Fig. 6. Widerlager Seite Osogna – Butées côté Osogna – Bridge bearings on the Osogna side – Appoggio lato Osogna

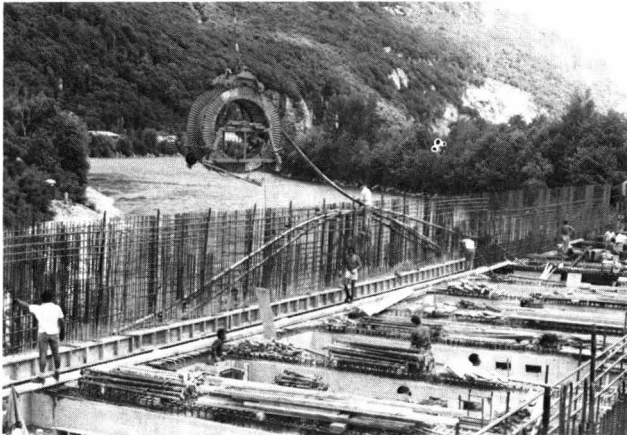


Fig. 7. Verlegung der Vorspannkabel in Längsrichtung – Pose en œuvre des câbles de précontrainte longitudinale – Placing of longitudinal prestressing cables – Posa cavi precompressione longitudinali



Fig. 8. Sicht auf Nord-Süd Fahrbahn – Vue de la chaussée nord-sud du pont – View of north-south carriageway – Vista carreggiata nord-sud

La precompressione è del tipo post-tensionale con cavi tipo BBRV.

La precompressione longitudinale si compone di quattro cavi da 4260 kN per trave che si sovrappongono nella fascia di momento negativo così da assicurare una precompressione totale della trave sulla sezione sopra la piattabanda, particolarmente esposta agli agenti atmosferici ed all'azione dei sali.

Al tempo $t=0$, la sollecitazione baricentrica nel campo è di $2,7 \text{ N/mm}^2$. La precompressione delle travi trasversali è parziale e dimensionata in modo che gli sforzi di deviazione verticali dei cavi si oppongano al peso proprio.

I sostegni dell'impalcato sono costituiti da un doppio ordine di pile; quelle cilindriche laterali con un diametro di 2,20 m e quelle centrali-comuni alle due carreggiate che si compongono di una sezione rettangolare di m 4,80/2,20, con le testate in direzione della corrente arrotondate da due semicerchi con un diametro di 2,20 m.

Tutte le pile spiccano da plinti circolari fondati su colonne continue di terreno consolidato. L'altezza delle pile varia da 11,06 a 6,00 m in ordine decrescente da Nord a Sud. La stabilizzazione dell'impalcato monolitico da spalla a spalla, è assicurata dalla pilastrata centrale sulla quale sono impostati gli appoggi puntuali fissi. Le altre pile sono dotate di appoggi unidirezionali a doppio rullo, combinati con appoggi

Neotop così da permettere la libera rotazione elastica della travata in tutte le direzioni.

Le spalle sono di tipo corrente in calcestruzzo con fondazioni di tipo diretto con impianto delle platee sugli orizzonti geotecnici a matrici ghiaiosa-sabbiosa di buona compattezza. Le fondazioni delle pile in alveo sono invece del tipo a pozzo con diaframma e fondo impermeabilizzati a consolidati, realizzati secondo la tecnologia delle iniezioni controllate del terreno ad altissima pressione (Tipo Terrajet).

Tale soluzione è stata ritenuta la più interessante dal profilo costruttivo in quanto permette il raggiungimento di un'alta impermeabilità della fossa di scavo anche in terreni a matrice geotecnica grossolana ed in presenza di blocchi di grosso diametro ove la battitura di palancole diventa impossibile o quasi.

Modalità costruttive

Ogni fase costruttiva è caratterizzata dal prolungamento a mensola dell'impalcato sulla campata della tappa successiva per una lunghezza pari a 15,0 m (0,22 L). La tesatura dei cavi è prevista in tre tappe:

- 30% a 5 giorni dopo l'ultimo getto
- 85% a 21 giorni con contemporaneo abbassamento della centina
- 107% dopo 28 giorni, con rilassa-

mento al carico nominale previsto.

Le fasi di getto della sezione trasversale a travata aperta si riassumono come segue:

- getto contemporaneo delle travi longitudinali e trasversali della soletta nervata fino alla quota dell'imposta delle lastre prefabbricate,
- posa delle lastre e getto a completamento della soletta,
- getto delle elevazioni della travate longitudinali oltre la quota dell'impalcato.

Il getto d'elevazione delle travi longitudinali, al fine di assicurare la massima densità del calcestruzzo è stato effettuato con l'aggiunta di un ritardante così da permettere la rivibratura del calcestruzzo e la monoliticità della sezione su tutta la sua altezza ($H=3,05 \text{ m}$); l'abbassamento mediamente misurato in sede di rivibratura è stato di ca. 1 cm.

Il rendimento nell'avanzamento della sovrastruttura è stato mediamente di 25 m al mese.

Olimpio Pini

Zusammenfassung: Die Brücke über den Tessin in Osogna hat eine Länge von 268 m und eine maximale Spannweite von 60 m. Als letzter grosser Kunstbau des Tessiner Autobahnnetzes wird sie ab Mitte 1986 die durchgehende Fahrt auf der N2 von Basel bis Chiasso ermöglichen. Das Bauwerk besteht aus zwei Zwillingenbrücken mit offenem Querschnitt. Die mit Querrippen versehene Fahrbahnplatte ist seitlich an den beiden darüberliegenden Längsträgern aufgehängt; die

gleichzeitig als Lärmschutzwände dienen. Dieser ungewöhnliche Querschnitt ist eine Folge der sehr geringen Bauhöhe, gegeben durch die Fahrbahnoberkante und durch den höchsten Wasserstand. Die runden Stützen unter den Längsträgern sind in Schächten fundiert, deren Wände und Sohlen mit Hochdruckinjektionen konsolidiert und abgedichtet wurden. Die inneren Längsträger der Zwillingenbrücke sind auf gemeinsamen ovalen Stützen gelagert.

Die Längsträger sind in Feldmitte teilweise und über der Stütze voll vorgespannt. Die Querrippen sind nur für das Eigengewicht der Fahrbahn voll vorgespannt. Die ästhetischen Gesichtspunkte wurden ausführlich untersucht und haben zu einer interessanten Aussenansicht der Längsträger und der Widerlager geführt.

Résumé: Le pont sur le fleuve Ticino à Osogna, longueur 268 m avec portée maximale de 60 m, est l'ultime réalisation de structures de grandes dimensions dans le cadre du réseau des autoroutes du canton du Tessin et il permettra dès la mi-1986 le transit continu sur la N2 entre Bâle et Chiasso.

Le viaduc situé dans la plaine de la Riviera, qui se caractérise géologiquement par des dépôts d'alluvions, se compose de deux superstructures indépendantes à section ouverte; le tablier à nervures transversale est suspendu latéralement aux poutres longitudinales. Ce profil non-usuel a été dicté par le gabarit réduit entre le niveau de la route et la cote maximale du fleuve ainsi que par la nécessité de réduire les nuisances phoniques par la pose de protections antibruit, fonction assurée dans ce cas par les poutres longitudinales elles-mêmes.

Les piles, circulaires sur les bords et jumelées au centre, servent d'appuis ponctuels aux poutres longitudinales et sont fondées sur des massifs situés au fond de puits excavés dans un périmètre préalablement consolidé et imperméabilisé par des injections à haute pression. Les poutres longitudinales sont totalement précontraintes sur appuis et partiellement précontraintes en travées. Les poutres transversales sont précontraintes seulement pour reprendre le poids propre du tablier. L'aspect esthétique a fait l'objet d'une étude particulière qui a conduit aux intéressantes solutions d'exécution de la face externe des poutres longitudinales et des culées.

Summary: The bridge over the Ticino River in Osogna represents the last great link in the Swiss National Highway, N2, between Basel and Chiasso. Its overall length is 268 m, and the maximum single span length is 60 m.

The viaduct consists of two bridges, constructed side-by-side, with large U-shaped cross-sections. The deck is supported by transverse ribs and laterally supported by the two longitudinal beams, which also serve as noise barriers. This unusual cross-section was evolved from the site constraint, which is given by a very small clearance between the top of the deck slab and the river's flood stage. The exterior longitudinal beams are supported on circular columns, and the interior beams on a single elongated oval column. The columns are founded in shafts which have walls and bases consolidated with high pressure injections. The longitudinal beams are partially prestressed in the midspan zone, and fully prestressed over the support zone. The transverse deck ribs are fully prestressed for the dead load. The aesthetic viewpoints of the bridge were extensively investigated. This led to the very interesting solution for the longitudinal view of the beams and their abutments.

Autorenverzeichnis · Index des auteurs · Index of authors

Teil A		<i>Alfred Lorenz</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Ingenieurbüro Grünenfelder + Lorenz AG, Vadianstrasse 35, 9000 St. Gallen	78
Prof. Dr. <i>Hugo Bachmann</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich	Seite 13	<i>Basilio Filippini</i> , ing. civ. dipl. ETH, Studio d'ingegneria Mantegazza & Cattaneo S.A., Via Moretto 2, 6924 Sorengo, e <i>Giorgio Satoris</i> , ing. civ. dipl. ETH, Stahlton S.A., Via Masagno 17, 6900 Lugano	80
Prof. Dr. <i>René Walther</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, et <i>Rémy Estoppey</i> , ing. civil dipl. EPF, IBAP – Béton armé et précontraint, EPF Lausanne, 1015 Lausanne	21	<i>Luigi Brenni</i> , ing. dipl. ETH, Studio d'ingegneria, 6850 Mendrisio, e <i>Gianfranco Dazio</i> , ing. civ. dipl. ETH, Tit. Stud. ing., 6593 Cadenazzo	81
Prof. Dr. <i>Christian Menn</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich	28	<i>Josef Kalak</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Ingenieurbüro Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Malzgasse 32, 4010 Basel	84
Dr. <i>Marc Ladner</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, und <i>Sándor Balás</i> , dipl. Ing., Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) Abteilung Massivbau, Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf	32	<i>Alfred Testuz</i> , ing. dipl. EPF, et <i>Roland Beylouné</i> , ing. dipl. EPF, Realini + Bader et Associés, Ingénieurs-Conseils S.A., Chemin des Croisettes, 1066 Epalinges	86/88
<i>Georges Zenobi</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Stahlton AG, Riesbachstrasse 57, 8034 Zürich	37	<i>Lukas Abt</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Schmidt + Partner Bauingenieure AG, Bachlettenstrasse 52, 4054 Basel	90
<i>Peter Matt</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, VSL International AG, Könizstrasse 34, 3008 Bern	43	<i>Ueli Eicher</i> , dipl. Ing., Emch + Berger Zug AG, Postfach, 6301 Zug	92
Teil B		<i>Bruno Fent</i> , Bau-Ing. SIA/ASIC, Seetalstrasse 77, 5703 Seon	94
<i>Erwin Stucki</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Ingenieurbüro Stucki & Hofacker, Engweg 7, 8006 Zürich	49	<i>Reinhard Zimmerli</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, und <i>Ewald Jakob Golombek</i> , dipl. Bau-Ing., Emch + Berger Basel AG, Urs Graf-Strasse 8, 4052 Basel	96
<i>Dialma Jakob Bänziger</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Ingenieurbüro Bänziger + Partner, Engimattstrasse 11, 8027 Zürich	53	<i>Hans Rigendinger</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Ingenieurbüro, Hartbertstrasse 11, 7000 Chur	98
<i>Hanspeter Huber</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Huber + Bracher AG, Viktoriastrasse 50, 8050 Zürich	57	<i>Peter Matt</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, und <i>Hans-Ulrich Aeberhard</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, VSL International AG, Könizstrasse 34, 3008 Bern	100
<i>Graziano Genini</i> , ing. dipl. EPF, Studio d'ingegneria Mario Malfanti, Casella postale, 6830 Chiasso	62	<i>Vincent Correnti</i> , ing. dipl. EPF, Liechti et Serex, ingénieurs civils, Rte du Pont-Butin 70, 1213 Petit-Lancy	102
<i>Gilbert Etienne</i> , ing. dipl. EPF, Boss, ingénieurs civils S.A., Rue de l'Industrie 1, 1020 Renens	64	<i>Sandro Perucchi</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG, Forchstrasse 395, 8029 Zürich	104
Teil C		<i>Olimpio Pini</i> , ing. civile dipl. ETH, Via Lucchini 7, 6900 Lugano	106
<i>Rudolf Gisi</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Weiss-Guillod-Gisi, Ingenieurbüro, Güterstrasse 144, 4002 Basel	70	<i>Hans Hübscher</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, und <i>Beat Schneeberger</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Emch + Berger Bern AG, Gartenstrasse 1, 3001 Bern	74
<i>Luigi Brenni</i> , ing. civ. dipl. ETH, Studio d'ingegneria, 6850 Mendrisio, e <i>Gianfranco Dazio</i> , ing. civ. dipl. ETH, Tit. Stud. ing., 6593 Cadenazzo	72	<i>Erwin Stucki</i> , dipl. Bau-Ing. ETH, Ingenieurbüro Stucki + Hofacker, Engweg 7, 8006 Zürich	76

