

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

1990-1994

**12^e Congrès
Washington D.C. USA,
29. Mai - 2. Juin 1994**



Fédération Internationale
de la Précontrainte



12° Congrès Washington D.C. USA, 29 Mai - 2 Juin 1994

Groupe Suisse FIP



Fédération Internationale
de la Précontrainte

Chandoline-Strassenbrücke über die
Rhône bei Sion, N9 Sion-Brig.
Pont de Chandoline sur le Rhône près de
Sion, N9 Sion-Brig.
Chandoline Bridge over the river Rhône
near Sion, Highway N9 Sion-Brig.

Inhaltsverzeichnis/Table des matières	Index	Verfasser/Auteur/Author	
Vorwort/Avant-propos	Preface	Hans Rudolf Müller	4
Forschung und Entwicklung/Recherche et développement	Research and development		
European development in concrete structures		René Walther	6
Dauerhaftigkeit von Spannbetonbrücken am Beispiel dreier demontierter Brücken	Durability of post-tensioned concrete bridges by three dismantled bridges	Peter Matt	12
Schubbemessung von Voutenträgern mit geneigten Spanngliedern	Shear design of variable-depth girders with draped prestressing tendons	Peter Marti	16
Untersuchung grosser Tragwerke mit dynamischen Methoden: Aarebrücke Aarburg	Large structure investigation with dynamic methods: the bridge on the river Aare at Aarburg	Reto Cantieni, Yasar Deger, Stanislaw Pietrzko	20
Zerstörungsfreie Erfassung der Korrosion der Bewehrung	Non-destructive Monitoring of Rebar Corrosion	Bernhard Elsener, Hans Böhni	27
Généralisation de la méthode de balancement des charges	Generalization of the load balancing method	Renaud Favre, Ian Markey	32
Etude expérimentale sur le modèle du pont haubané courbe sur le Rhin à Schaffhouse	Curved cable-stayed bridge in Schaffhausen, Switzerland: experimental study on a 1/20 scale model	René Walther, Jean-François Klein, Claude Broquet	38
Brücken/Les ponts	Bridges		
Les viaducs de la Suze et du Noir Bois	The Suze and Noir Bois viaducts	Bernard Houriet	43
Viaduc du Loewenberg	Viaduc du Loewenberg	André Vaucher, Rudolf Zaugg	48
Rheinbrücke N4, Schaffhausen	Rhine Bridge N4, Schaffhausen	Paul Wüst, Jürg Däniker	54
RhB Landquartbrücke Klosters	Bridge over the Landquart River in Klosters	Walter Maag, Reinhard Kündig, Fredy Saxer	59
Hochbau und Behälter/Bâtiments et silos	Structural construction and silos		
Die unterirdische Sporthalle, Freiburg	The underground Gymnasium, Fribourg	Peter Keller	62
Silos de stockage du clinker pour la cimenterie d'Eclépens (Suisse)	Cement Clinker Storage Silos at the Eclépens Cement Factory (Switzerland)	Jean-Jacques Hitz	66
Hoch- und Tiefbauten mit verbesserter Gebrauchstauglichkeit	Civil Engineering Structures with Improved Serviceability	Thomas Friedrich	71
Instandsetzung/Rénovation	Repair		
Instandsetzung und Verstärkung einer Felsicherung	Repair and reinforcement of an anchored rock cut	Ueli von Matt	74
Pont sur le Rhône Bex (VD) – Massongex (VS)	Bridge over the Rhône at Bex (VD) – Massongex (VS)	Roland Beylouné, Christophe Sigrist	78
Felsanker/Ancrages en rocher	Rock anchors		
Fernmeldegebäude FZ 4 Zürich-Binz	Telecommunications center in Zurich-Binz	Aldo Bacchetta, Rudolf Zaugg	82
Hangsicherung durch permanente Anker Bauwerk mit kontrollierbarem Korrosionsschutz	Securing Slopes by Permanent Anchors Structure with Controllable Corrosion Protection	Martin Känzig, Walter Wiedmer, Reto Ulmi	88
EW Obwalden – Ausbau Lungererseewerk Felsanker mit neuartiger Verrohrung im Kraftwerk Unteraa	Upgrading of the Hydroelectric Power Development in Obwalden New Concept for Permanent Rock Anchors	Urs Müller, Dieter Jungwirth, Reinhard Klöckner, Hans Peter von Allmen, Harry Keller	92
FIP Schweizer-Gruppe/Groupe Suisse FIP	FIP Swiss Member Group		96

Bericht der FIP Schweizer-Gruppe

Vorwort

Zum 12. Kongress der Fédération Internationale de la Précontrainte, (FIP), Washington D.C. USA 1994, legt deren Schweizer-Gruppe wiederum einen nationalen Bericht vor. Dieses Vorhaben hat Tradition, wurde doch seit dem Kongress 1978 in London alle vier Jahre über den Spannbeton in der Schweiz, seine Anwendungen und seine Entwicklungen, berichtet. Sowohl der Verein Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten (VSZKGF) als auch der Schweizerische Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA) haben uns jeweils mit finanziellen Mitteln unterstützt.

Auch beim vorliegenden Bericht, welcher die wesentlichen Aktivitäten im Bereich des vorgespannten Betons in der Schweiz im Zeitraum 1990-1994 beschreibt, haben wir diese Unterstützung erfahren dürfen. Dazu gesellt hat sich der 1992 gegründete Verein Schweizerischer Vorspannfirmer (VSV), welchem namhafte schweizerische Firmen angehören, die sich mit der Herstellung und dem Einbau von Vorspannmaterialien befassen.

Die Schweizer-Gruppe der FIP ist Teil der SIA-Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau (FBH). Die Zeit seit dem letzten Kongress in Hamburg war geprägt durch eine, insbesondere das Bauwesen erfassende, wirtschaftliche Rezession, mit unverkennbaren Einwirkungen auch auf den Bereich Spannbeton. Es ist bemerkenswert, dass trotz diesem unwirtlichen Umfeld, die Spannbeton-technik an Interesse gewonnen hat, weil ihre Anwendung zur Erstellung auch ökonomisch befriedigender Bauwerke führt.


Wir freuen uns, dem Bericht ein Hauptreferat des Washingtoner-Kongresses im Originaltext vorzustellen zu können. Der Autor, Prof. Dr. R. Walther, EPFL, ist jüngster Ehrenpräsident der FIP.

Die Forschungsberichte stammen aus den beiden Schweizerischen Technischen Hochschulen ETH in Zürich und EPF in Lausanne sowie aus der EMPA, der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt.

Diese Arbeiten werden ergänzt durch einen Bericht über den Zustand dreier Spannbetonbrücken mit über 30-jähriger Nutzungsdauer, welche dem Bau neuer Verkehrswege weichen mussten. Sie erwiesen sich als völlig intakt und zeugen von der ausgezeichneten Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauwerken, wenn sie mit der notwendigen Sorgfalt und mit Sachverstand erstellt werden, Hauptmerkmalen der Qualitätssicherung. Mein herzlicher Dank ergeht an die Autoren der einzelnen Beiträge, aber auch an die Organisationen VSZKGF, SIA und VSV und an den Redaktionsausschuss sowie an die Gestalter.

Möge der Bericht den Kongressteilnehmern, aber auch den Ingenieuren in der Schweiz, einen guten Einblick in den Bereich des Spannbetons der letzten Jahre geben.

H.R. Müller, Dipl. Ing. ETH/SIA



Obrmann der FIP Schweizer-Gruppe

Avant-propos

Ce rapport national, que le groupe suisse présente au 12^e Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte, qui se tient en 1994 à Washington D.C. USA, est de tradition. Depuis le congrès de 1978, à Londres, un rapport sur le béton précontraint, ses applications et son développement en Suisse, est en effet présenté tous les quatre ans, avec chaque fois le soutien financier de la Société suisse des fabricants de ciment, chaux et gypse (SSFCCG) et de la Société suisse des ingénieurs et des architectes (SIA). Pour le présent rapport, qui décrit les principales activités dans le domaine du béton précontraint en Suisse, de 1990 à 1994, nous avons en outre bénéficié du soutien de l'Association suisse des entreprises de précontrainte (ASEP), fondée en 1992, à laquelle sont affiliées des entreprises suisses de renom s'occupant de la fabrication et de la mise en place de matériaux de précontrainte.

Le groupe suisse de la FIP fait partie du groupe spécialisé des ponts et charpentes (GPC) de la SIA. La période qui s'est écoulée depuis le dernier congrès, tenu à Hambourg, a été marquée par une récession qui a durement touché la construction, et dont les répercussions ont été évidentes également dans le secteur du béton précontraint. En dépit de cette conjoncture peu favorable, la technique de la précontrainte a gagné en importance, car elle permet aussi de construire de façon avantageuse.

Nous avons le plaisir de présenter, au début de ce rapport, le texte original d'un des principaux exposés du congrès de Washington, dont l'auteur est le professeur R. Walther, de l'EPFL, qui vient d'être nommé président d'honneur de la FIP.

Les rapports de recherche proviennent des deux écoles polytechniques de Suisse (ETH de Zurich et EPF de Lausanne), ainsi que du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux (EMPA).

Ces travaux sont complétés par un rapport sur l'état de trois ponts en béton précontraint datant de plus de 30 ans, qui ont dû céder la place à de nouvelles voies de communication. Ces ponts se sont révélés absolument intacts, et témoignent de l'excellente durabilité des ouvrages en béton précontraint, lorsqu'ils sont construits avec le soin et la compétence nécessaires, conformément à ce que prescrit l'assurance de la qualité.

Je remercie vivement les auteurs des différents articles, mais aussi la SSFCCG, la SIA et l'ASEP, ainsi que le comité de rédaction et ceux qui ont réalisé cette publication.

J'espère que ce rapport donnera aux congressistes, mais également aux ingénieurs de Suisse, un bon aperçu des activités dans le domaine du béton précontraint durant ces dernières années.

H.R. Müller, ing. dipl. EPF/SIA



Président du groupe suisse de la FIP

Preface

This report is made for distribution at the 12th Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte, (FIP), 1994, Washington D.C. Following the traditional practice a national report has been produced by the Swiss Member Group of FIP. Since the London Congress 1978 every four years a report, dealing with development and practical applications of prestressing was published. This undertaking was and is regularly sponsored by the Swiss Society of Fabricators of Cement, Lime and Gypsum (VSZKGF) as well as by the Swiss Society of Engineers and Architects (SIA).

In addition the newly founded Swiss Society of Prestressing Contractors (VSV) is also sponsoring this report. All important Swiss Contractors of Prestressing form part of this association.

Our report deals with the significant activities on pre- and post-tensioning during the last four years in Switzerland.

By the way the Swiss Member Group of FIP is a section of FBH, the specialised group of bridge and structural engineering of SIA.

The period between the FIP Congress 1990 in Hamburg and the forthcoming 12th Congress in Washington is characterised by a long lasting and decisive economic recession, affecting not only the Swiss but also the European building construction and therefore prestressing construction as well. Even though pre- and post-tensioning have gained remarkable interest during this time because of the fact that prestressed concrete is an advantageous and reasonable construction material.

We are happy to present at the beginning of the report the key-note address to the Washington Congress from the Immediate Past President of FIP, Prof. R. Walther, EPFL, now elected as Honorary President of FIP.

Results of research and development of prestressed concrete are reported by authors of the Swiss Federal Technical High Schools Zurich (ETH) and Lausanne (EPF) as well as the Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA).

A very comprehensive report about the intensive inspection of three post-tensioned concrete bridges, built 30 years ago and now dismantled due to construction of a new and broader Highway, is added to the scientific proceedings.

This report gives a clear view of the excellent behaviour and durability of post-tensioned concrete provided the erection is made with conscientiousness and skill, resulting in quality work. Acknowledgements are due to the authors and to the sponsors, VSZKGF, SIA and VSV, to the members of the publishing committee and to the illustrators.

May this report contribute to deeper insight into prestressing activities in Switzerland and find acceptance of the participants of the 12th Congress of FIP.

H.R. Müller, Dipl.Ing. ETH/SIA



Vice-president Switzerland of FIP

European development in concrete structures

Prof. Dr. René Walther, ing. civil dipl.

EPF/SIA

EPFL, ISS-IBAP

1015 Lausanne

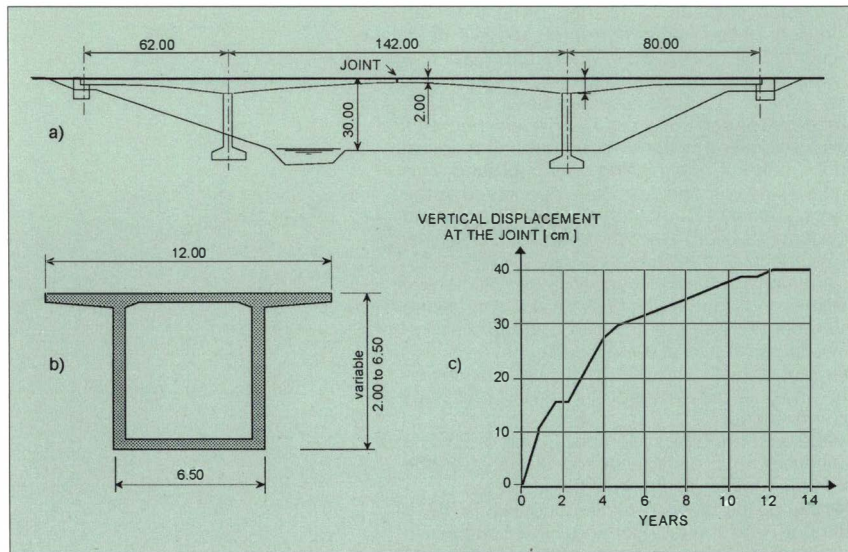


Fig. 1: Rehabilitation of a prestressed cantilever bridge :
(a) general view
(b) cross section
(c) evolution of the vertical deflection

The assignment to report on the European developments in the field of prestressed concrete might primarily be thought to imply a survey of the most outstanding chefs-d'œuvre recently built in the Old World. While this will be done in the second part of this paper, it seems to be appropriate to deal first with some general aspects of the development of structural engineering in Europe also including some problems encountered and even some shortcomings...

After the fulminant start of this novel and revolutionary technology after the Second World War, prestressed concrete has indeed come of age and has in the course of its extremely successful worldwide propagation inevitably also to face some setbacks mostly related to its long-time behaviour.

In fact there are several large cantilever style bridges which due to creep developed both some deflections especially when expansion joints were placed at mid span. It is indeed very difficult or even impossible to remedy this situation a posteriori as the example of the recently rehabilitated of a prestressed cantilever bridge in Norway (fig. 1) has shown [1]: in spite of a considerable subsequently added prestress the expected reduction of the vertical deflection could not be realised as shown in figure 1.c.

From this and many similar cases an important lesson can be learned : long span bridges should be provided with a rather high degree of prestressing, which enhances its durability and which in a long range proves to be more economical than the minimum prestress required by the codes. Following thorough load tests on a great number of major bridges in Switzerland a research team of the Swiss Federal Institute of Technology tentatively proposed to balance 90% of the permanent loads by prestressing [2]. This may seem somewhat excessive, but goes certainly in the right direction.

On the other hand for structures of medium and small spans, predominant in building construction, partial prestressing remains often the best and most economical solution. This is especially true for floor-slabs, roofs and foundations, where even a moderate amount of prestressing greatly reduces the deformations and the formation of visible cracks.

In Europe as everywhere else some prestressed concrete structures have shown certain annoying deficiencies and in exceptional cases have even collapsed, collapses which were widely and exaggeratedly reported by the medias since - as we all know - bad news sell nowadays much better than goods ones. Worse yet, as a kind of after labour of a 1985 bridge failure in Wales, the Department of Transport of the UK. decreed [3] in 1992 that : «until new standards are available, the Department will not commission any new bridges of the grout-duct post-tensioned type».

It is somewhat surprising and discomfoting that it seems to have taken seven years to arrive at the

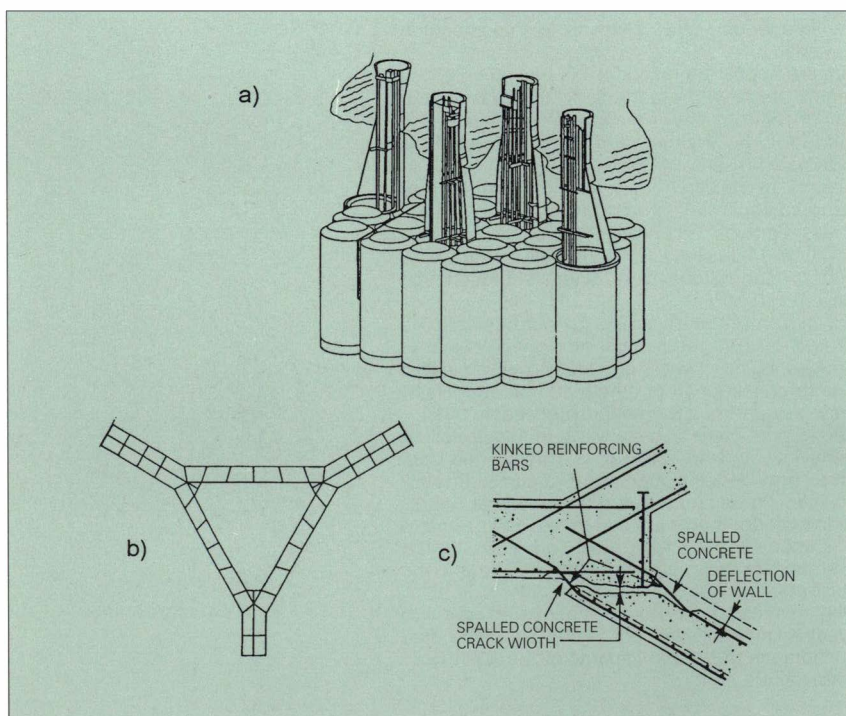


Fig. 2: Off-shore platform Slepner A :
(a) general view [Schlaich et al. 1993]
(b) finite element mesh of the tricell [Jakobsen 1992]
(c) details and failure mode of the tricell [Jakobsen 1992]

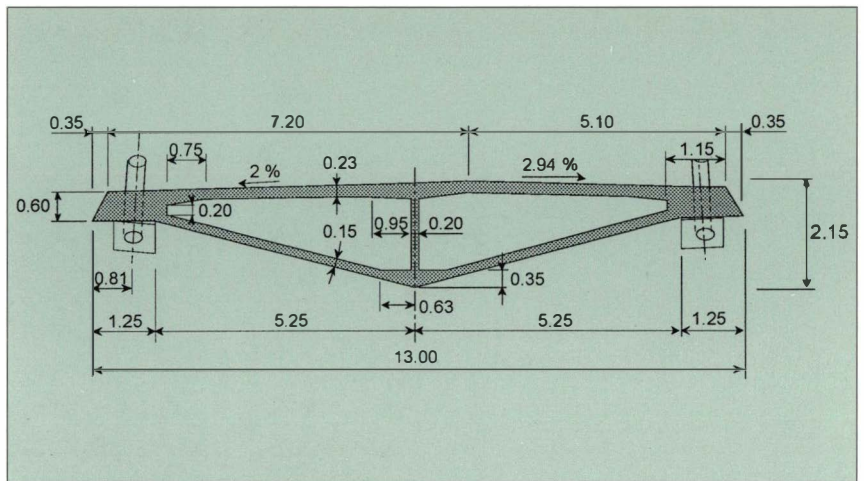


Fig. 4: Cross section of the Skarnsundet bridge (Norway)

wrong conclusion. Examination of bridges which had to be dismantled for various reasons (e.g. changes in traffic conditions or irreparable damages due to earthquakes) reveals that grouted tendons remain in excellent conditions as reported in [4]. This observation is valid only if the grouting is properly performed. Furthermore, grouted tendons are in general more resistant to corrosion than unbonded or pretensioned tendons, since the former are protected against penetration of chlorides by the ducts and the grout. There is hardly a lack of scientific knowledge or practical guidelines concerning proper grouting, among other the FIP «Guide to good practice» [5], incidentally edited and printed in the UK. However the strict implementation of these recommendations on the construction site should be followed. Good conscientious site-engineers and foremen who ensure adequate quality control and careful workmanship are more important than voluminous codes or sophisticated electronic gadgetries.

The majority of all damages or failures in buildings and structures are due to human errors which cannot completely be avoided by stricter standards or automatic inspection systems. Fortunately sound engineering judgement, experience and creativity can never be replaced by machines or computers. Blind reliance on the latter can be very dangerous as the collapse of the offshore platform Sleiner A has clearly shown [6] [7]: this gigantic structure (fig. 2.a) had been designed by using linear elastic finite element computation, which unfortunately did not treat the singular points at the junction of the cells correctly. The stress concentration at these points was greater than the one calculated with the FE mesh shown in fig. 2.b. Furthermore the detailing of the stirrups was inadequate leading to local shear failures of the tricell as shown in fig. 2.c and ultimately to the collapse and sinking of the whole platform. The builders of this structure had the courage and the honesty to publish openly all the pertinent aspects of this accident in order to draw the attention of the whole engineering profession on the hidden dangers of too much reliance on computerised design.

In this aperçu of European developments it has also to be mentioned that the new Eurocodes largely based on the CEB-FIP Model codes, are now widely endorsed by most countries for the design of bridges and structures. Given the previous scatter of national and even regional codes the attempted unification of design rules can only be applauded and it would certainly be highly desirable if one day we would have world-wide applicable unified codes. By and large the new Eurocodes are quite progressive and open for new developments such as partial prestressing, plastic design, etc. However, they suffer from the same bureaucratic tendencies which hounds the whole European Community: they are too voluminous, unnecessarily complicated and it is difficult to have a simple overview; the notion of user friendliness does not seem to have ever crossed the authors mind.

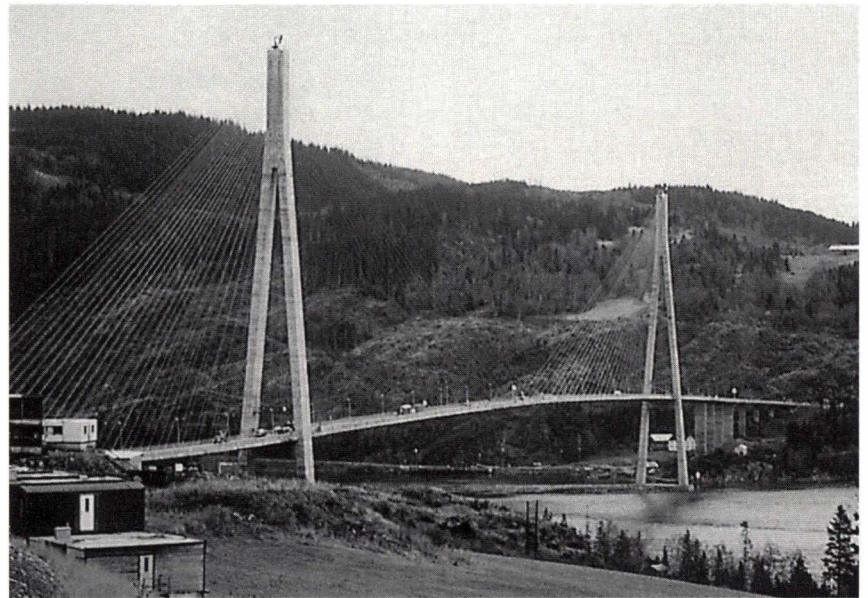


Fig. 3: Skarnsundet bridge (Norway)



Fig. 5: Helgeland bridge (Norway)



Fig. 6: Construction of the Normandy bridge (France)

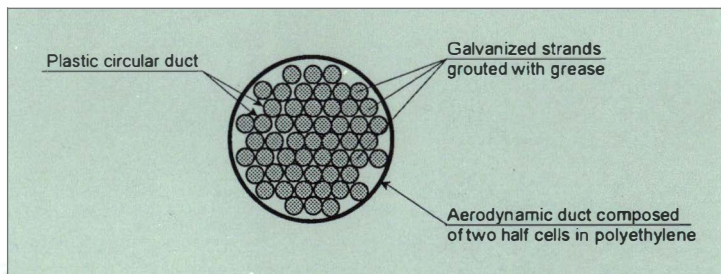


Fig. 7: Cable technology used for the Normandy bridge

The evergrowing preoccupation of engineers with codes and regulations constitutes not only an annoying waste of time, it also hinders creativity and damages the reputation of our profession. Engineers are often considered as mere interpreters of codes and specialists for calculations and dimensioning while the more interesting and rewarding task of conceptual design is left to architects and this even for bridges. The tendency to invite in the first place architects to participate in bridge design competitions has lately gained considerable ground in Europe. In spite of the fact that the results were in general rather disappointing consisting to a large extent of fantasy projects some administration continue to favour such utopian approaches. A harmonious collaboration between engineers and architects must certainly remain a noble goal of all our activities, but the priorities have to be set right according to the respective competence of each partner.

To this end it would seem highly desirable if in education and practice more emphasis would be given to innovative creative design. We should always remember the famous French saying «les règlements sont faits pour les imbéciles».

After these general and sometimes critical remarks, we turn now to the more pleasant subject of outstanding structures recently built in Europe. This can be done relatively briefly, since most of the structures mentioned will be presented in more details during the following sessions of this Congress.

The advantages of prestressing are by far not fully exploited in building construction as they are for bridges. This is due to the fact that many engineers and contractors are too often reluctant to venture into new fields erroneously considered to complicate the analysis and the construction procedure. On the other hand some codes and standards make a rational application of the prestressing in building construction unnecessarily complicated or even impossible. Since in such type of structures partial prestressing with small cable units and ample conventional reinforcement is mostly the best solution, it seems unwarranted to require the same strict rules for the analysis and the execution as for bridge cables with several thousand kN capacity. For conventional buildings the application of posttensioning should be made as simple as possible. This is particularly important for the great number of floor slabs needed in such structures: European experience shows that column-strip prestressing can reduce the deflections considerably allowing to minimise the slab thickness and to increase the punching shear resistance. Furthermore such slabs can easily be made continuous without any damage-prone expansions joints.

It has equally been proven that posttensioning may be very beneficial for large and heavily loaded foundation slabs.



Fig. 9: Diepoldsau bridge (Switzerland)

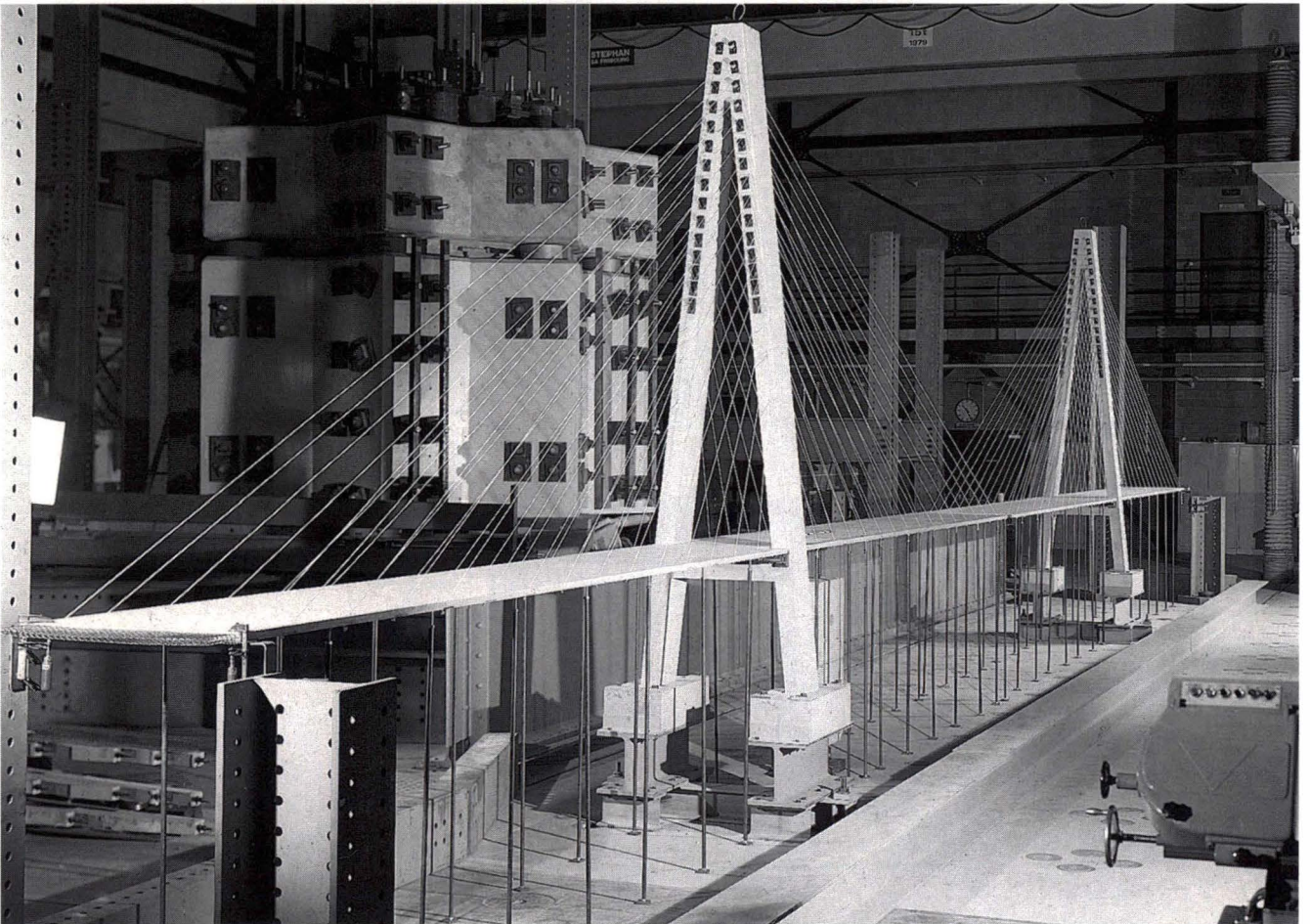


Fig. 8: Experimental model of cable-stayed bridges tested at the EPFL

As elsewhere in the world the development of concrete cable-stayed bridges is ever increasing as well as new daring structures where new technologies of cables are concerned.

The Skarnsundet Bridge in Norway (fig. 3) is a striking example in many respects. With a central opening of 530 m it is the longest span concrete structure in the world, which seems all the more remarkable since its width is only about 13 m. Due to its aerodynamically shaped torsional stiff cross section (fig. 4) no Takoma-type flutter phenomena ever occurred, neither during the critical erection phase nor during heavy storms after completion.

Another example of the excellent inherent aerodynamical stability of cable-stayed systems is the Helgeland Bridge (fig. 5) recently built in Norway. In spite of its considerable span of 425 m it has an open cross-section of relatively low torsional stiffness. In order to justify this lack of rigidity a time-



Fig. 10: Evripos bridge (Greece)



Fig. 11: Storebelt West Bridge (Denmark) [Photo VSL]



Fig. 12: Grand Belt (Denmark)

history analysis was performed taking into account damping and non-linear material and geometric behavior.

The largest span ($L = 856$ m) cable-stayed bridge, the Normandy-Bridge over the Seine (fig. 6) is presently under construction. The central part of the main span consists of orthotropic steel caissons, but for the approaches and the first 116 m of the main span a solution in prestressed concrete proved to be more advantageous. In spite of its vertical curvature and slope the approaches were built by incremental launching with external prestress. The latter is actually widely and successfully used particularly by French engineers.

As mentioned before considerable progress has been achieved in the technology of stays. Rigid cement grouting of the ducts, somewhat incompatible with the pronounced elasticity of the cables, are nowadays largely replaced by plastic materials, grease or individual corrosion protection of the wires or strands. In the case of the Normandy bridge a novel cable technology is used, which consists of providing each galvanised strand with a polyethylene-duct (fig. 7); the strands of each cable can be stressed individually and it may also be replaced individually. There exists today a variety of very effective corrosion protection systems. Contrary to some alarmist comments recently uttered, it can be said that cable-stays of advanced technology satisfy even very strict requirements of safety and durability.

Intensive research on cable-stayed bridges with slender decks [8], [9], [10] conducted at the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne (EPFL) (fig. 8) has shown that this novel type of construction can be economically and structurally very advantageous. Following the first practical application at the Diepoldsau Bridge (fig. 9) in Switzerland this concept has been adopted at several new bridges, such as the Evripos Bridge in Greece (fig. 10) and the Zaltbommel-Bridge in the Netherlands.

Important bridge development are at present under construction in Northern Europe with the aim of providing uninterrupted railway and roadway links with the main continent. The Storebelt-Link in Denmark consists of the western twin bridges with spans of 110 m made of prestressed concrete girders for railway and road (fig. 11); the eastern main navigation channel required a very large opening crossed by a 1624 m span suspension bridge (fig. 12) for road traffic while tunnels are provided for the railways.

At present the tender documents are being prepared for the great Øresund-Link project between Malmö (Sweden) and Copenhagen (Denmark). This 15 km long railway and roadway link (fig. 13) consists of a submerged tunnel, an artificial island and a 7.5 km long elevated bridge with a main cable-stayed span of 490 m. One of the options submitted for tendering is a prestressed concrete bridge with a thin cell box-section. Since some

critical remarks have earlier been made concerning the respective role of engineers and architects in bridge design, it should be mentioned that the great Storebelt-Bridge as well as the Øresund Bridge projects were the result of a very harmonious and fruitful collaboration of these two partners which in our opinion lead to aesthetically and structurally thoroughly convincing solutions.

References

- [1] O.S. Holt, Strengthening and rehabilitation of a prestressed bridge in Norway, FIP Symposium, Budapest, May 1992.
- [2] I. Markey, Enseignements tirés d'observations des déformations de ponts en béton et d'analyses non linéaires, thèse de doctorat no 1194, EPFL, 1993.
- [3] The department of transport, Standards for post-tensioned prestressed bridges to be reviewed, Press Notice 260, London, 1992.
- [4] J.E. Roberts, Experience with bonded tendons - An owner's perspective. American Segmental Bridge Institute, Phoenix, 19, 1993.
- [5] FIP, Grouting of tendons in prestressed concrete, Guides to good practice, 1990.
- [6] B. Jacobsen, The loss of the Sleipner A platform, Proceeding of the Second International Offshore and Polar Engineering Conference, San Francisco Volume 1, p. 1-8, June 1992.
- [7] J. Schlaich, K.-H. Reineck, Die Ursache für den Totalverlust der Betonplattform Sleipner A, Beton- und Stahlbeton, 88, 1993.
- [8] Ponts haubanés à tablier mince, rapport d'essai 81.11.02, EPFL, 1988.
- [9] J.-A. Hertig, C. Alexandrou, R. Walther, W. Isler, R. Gunn, Analyse du comportement aéroélastique des ponts haubanés à tablier mince, Rapport 503.100, EPFL, 1989.
- [10] J.-F. Klein, Ponts haubanés : comportement et stabilité des tabliers minces, thèse de doctorat no 833, EPFL, 1990.

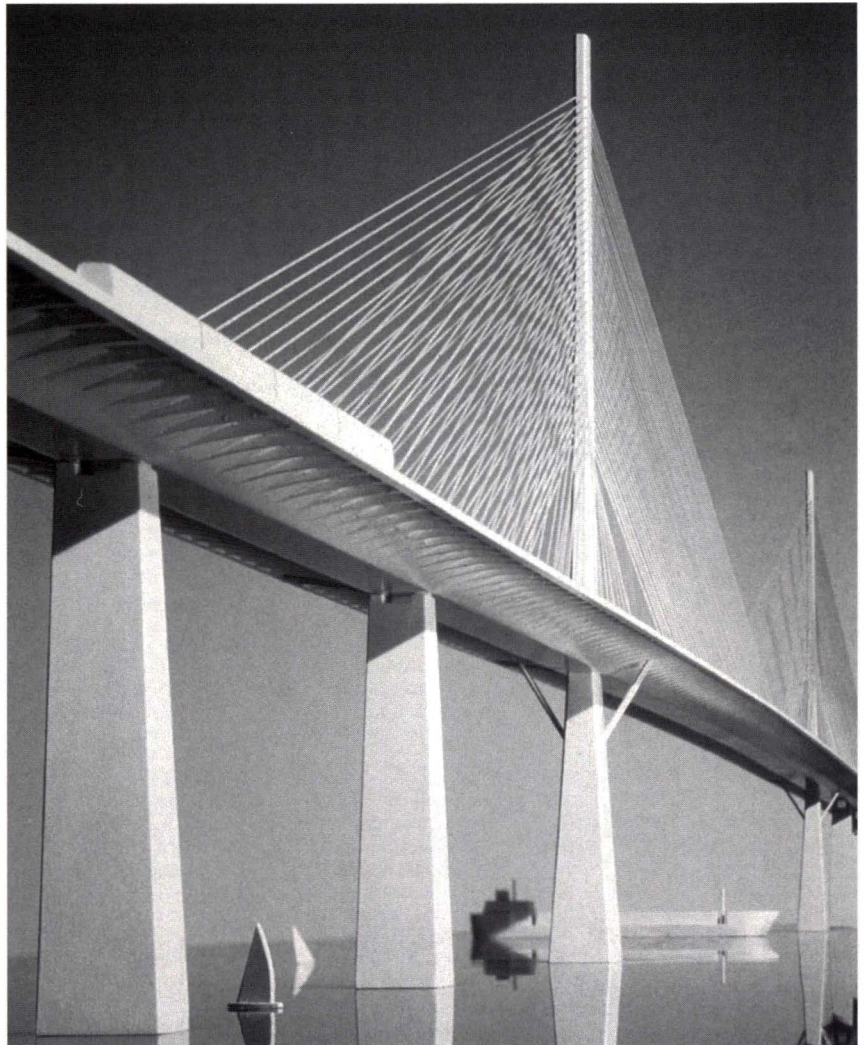


Fig. 13: Øresund bridge (Sweden, Denmark)

Dauerhaftigkeit von Spannbetonbrücken am Beispiel dreier demontierter Brücken

Durability of post-tensioned concrete bridges by three dismantled bridges

Peter Matt, dipl. Bau-Ing. ETH /SIA
3063 Ittigen

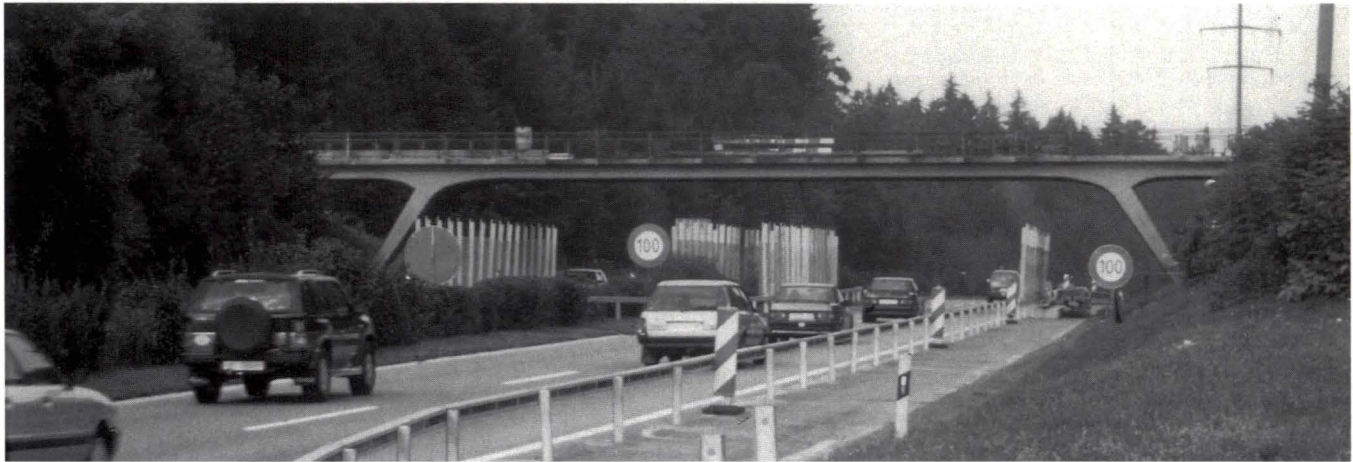


Fig. 1: Brücke SB vor dem Abbruch
Fig. 1: Bridge SB before dismantling

1. Einleitung

In den letzten Jahren wird in verschiedenen Ländern und in internationalen Gremien verstärkt darüber diskutiert, wie dauerhaft Spannbetonbrücken sind. Der Anlass dazu bilden Korrosionsschäden an Spanngliedern, die bisher in je einem Fall in Grossbritannien und Belgien dazu führten, dass Brücken einstürzten. Für die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit vorgespannter Tragwerke sind Spannglieder von grosser Bedeutung.

Im Zuge des Ausbaus der Nationalstrasse N1 im Bereich Grauholz bei Bern von vier auf sechs Spuren, wurden in den Jahren 1992/93 drei Überführungen wegen mangelndem Lichtraumprofil abgebrochen (Fig. 1). Das Tiefbauamt des Kantons Bern in Absprache mit dem Bundesamt für Strassenbau nahm dies zum Anlass, den Zustand der Spannglieder dieser über 30 Jahre alten Spannbetonbrücken insbesondere in bezug auf Korrosionsschäden festzustellen.

Die Vorgehensweise war wie folgt:

- Studium der Bauwerksdokumentation
- Visuelle Inspektion der Brücken vor dem Abbruch (Risse, Durchbiegungen, usw.)
- Inspektion ausgewählter Spanngliedhochpunkte und Verankerungen mittels Sondieröffnungen vor dem Abbruch
- Sägen der vorgespannten Überbauten in transportierbare Teile (Fig. 2); Herausheben derselben unter kurzzeitiger Sperrung der darunterliegenden Autobahn und Abtransport auf Lagerplatz
- Visuelle Inspektion der Spannglieder an den Schnittstellen auf Korrosion und Verpressmängel sowie Messungen des Schlupfes der Spanndrähte
- Herauslösen von Spanngliedteilen und visuelle Beurteilung des Zustandes
- Einzelne Materialuntersuchungen im Prüflabor (Eigenschaften von Beton und Spannstahl, Karbonatisierung, Chloridversalzung).

1. Introduction

In recent years, the durability of prestressed concrete bridges is increasingly being discussed in various countries and international bodies. The discussion is being initiated by corroded post-tensioned tendons, which so far have caused the failure of 2 bridges in Great Britain and Belgium. For the ultimate capacity, the serviceability and durability of prestressed concrete structures, post-tensioning tendons are of great importance.

Due to the extension of the National Freeway N1 at Grauholz close to Berne, Switzerland from 4 to 6 lanes, in the years 1992/93 3 overpasses had to be dismantled because of insufficient clearance (Fig. 1). The Department of Public Works of the Canton of Berne in coordination with the Swiss Federal Highways Office decided to investigate the condition of the tendons of these more than 30 years old bridges in particular with regard to corrosion damages.

The following procedure was adopted:

- Study of the available documentation
- Visual inspection of the bridges before dismantling (cracks, deformation, etc.)
- Inspection of some selected tendon high points and anchorages by locally opening the concrete (before dismantling)
- Sawing of the prestressed concrete superstructure into transportable elements (Fig. 2); removal of these elements by crane while stopping the freeway traffic temporarily and transportation to the storage area
- Visual inspection of the tendons at the sectional planes for corrosion and grouting deficiencies as well as measurement of the wire slippages
- Removal of selected tendon elements and visual inspection
- Some material investigations in the test lab (Characteristics of the concrete and the prestressing steel, contamination by chlorides, carbonation).



Fig. 2: Trennen des vorgespannten Brückenüberbaus mittels Säge
Fig. 2: Dismantling of the prestressed concrete superstructure by sawing



Fig. 4: Geöffneter Hochpunkt eines Spanngliedes
Fig. 4: Opened high point of a tendon

2. Angaben zu den Brücken

Die im vorliegenden Zusammenhang wichtigen Angaben sind in Figur 3 enthalten.

Im weiteren ist folgendes zu erwähnen:

- Die Fahrbahnplatten waren mit einer bituminösen Emulsion von 300 g/m² und einem 30 mm starken Asphaltbetonbelag versehen. Diese wurden nie ersetzt.
- Die Übergänge zu den anschliessenden Strassen wurden ohne besondere Konstruktion und Abdichtung ausgebildet, d.h. der Strassenunterbau war in direktem Kontakt mit den Enden der vorgespannten Überbauten.
- Es handelt sich bei allen Brücken um solche, die nicht sehr stark befahren und im Winterdienst auch nicht sehr häufig gesalzen wurden.

3. Resultate der Untersuchungen

Visuelle Beurteilung der Brücken vor dem Abbruch:

Bei der visuellen Beurteilung der Brücken vor dem Abbruch präsentierten sich diese in gutem Zustand. Es wurden weder grössere Risse noch besondere Verformungen festgestellt. An einigen Stellen fanden sich lokal begrenzte Abplatzungen des Überdeckungsbetons. Diese Schäden sind auf lokal ungenügende Betonüberdeckung der Bewehrung zurückzuführen.

Inspektion ausgewählter Spanngliedhochpunkte mittels Sondieröffnungen sowie an den Schnittstellen:

- Brücke S8:
Es wurden 8 Spanngliedhochpunkte freigelegt, die Hüllrohre lokal geöffnet und das Spanngliedinnere inspiziert (Fig. 4). Zusammenfassung der Resultate:
 - keine Korrosion vorhanden (weder an Bewehrung, noch an Hüllrohren oder Spannstählen)
 - sämtliche Hochpunkte vollständig mit Zementstein gefüllt (Fig. 5)
 - Betonüberdeckung Bewehrung: 50 bis 110 mm, i.M. 75 mm
 - Betonüberdeckung Spannglieder: 110 bis 150 mm, i.M. 125 mm
- Brücke N2:
Gleiches Vorgehen wie bei S8, aber nur noch 4 Hochpunkte freigelegt. Zusammenfassung der Resultate:
 - in bezug auf Korrosion und Verfüllung gleiches Resultat wie bei S8
 - Betonüberdeckung Bewehrung: 40 bis 50 mm, i.M. 43 mm
 - Betonüberdeckung Spannglieder: alle 140 mm
- Brücke S7:
Bei dieser Brücke wurde auf das vorgängige Öffnen von Fenstern verzichtet, weil sowohl Hoch- wie Tiefpunkte nach der Demontage an den Trennschnitten inspiziert werden konnten.

		Brücke S8 (Bridge S8) Forsthaus	Brücke N2 (Bridge N2) Tannacker	Brücke S7 (Bridge S7) Riedacher
erbaut (built)		1960/61	1960/61	1960/61
Längsschnitt (Longitudinal section)				
Querschnitt (Cross-section)				
Angaben zu den Spannsystemen (Information on p.t.-systems)	Typ (Type)	BBRV	BBRV	VSL
	Spannstahl (Prestr. steel)	Draht (Wire) Ø 6 mm 1460 / 1620 N/mm ² profiliert (indented)	Draht (Wire) Ø 5 mm 1510 / 1670 N/mm ² glatt (smooth)	Draht (Wire) Ø 8 mm 1380 / 1570 N/mm ² glatt (smooth)
	Typ und Anzahl Spannglieder (Type and no. of tendons)	JS 100 (32 Ø 6 mm) 20	JS 100 (44 Ø 5 mm) 20	IS 90 (18 Ø 8 mm) 8 MS 125 (24 Ø 8 mm) 8
	Ø Hüllrohre (Ø of ducts)	Ø 50/56	Ø 50/56	Ø 50/55 Ø 60/67

Fig. 3: Angabe zu den Brückenarten und den Spannsystemen
Fig. 3: Data on the bridges and the post-tensioning systems

2. Data of the bridges

The data relevant in this context is given in Figure 3.

Additionally the following can be mentioned:

- The deck slabs had been treated by a bituminous emulsion of 300 g/m² and received a 30 mm thick surfacing of asphalt concrete.
- The transitions to the adjacent roads were made very simply without special structural details and water proofing, i.e. the road substructure was in direct contact with the ends of the prestressed superstructure.
- The traffic on all bridges was not heavy and in the winter service the use of de-icing salts was not very frequent.

3. Results of the investigations

Visual inspection of the bridges before dismantling:

As a result of the visual inspection, the bridges were classified to be in good condition. Neither important cracking nor excessive deformations could be observed. At a few locations limited spalling of the concrete cover had to be noted. These damages were due to locally insufficient cover of the reinforcement.

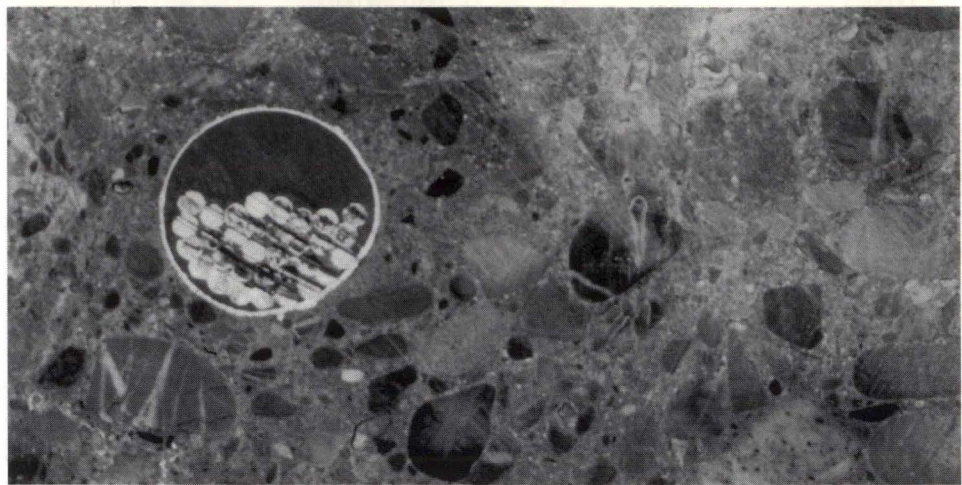


Fig. 5: Trennschnitt eines vollständig verfüllten Spannliedes bei einem Hochpunkt
Fig. 5: Completely grouted tendon at a high point

Zusammenfassung der Resultate:

- Zur Klärung des Korrosionszustandes wurden auf dem Lagerplatz zusätzlich einige Spannlieder freigelegt. Es fanden sich leicht korrodierte Hüllrohrflächen und Spanndrähte, hingegen waren die Hüllrohrinnenseiten blank. Aufgrund einer Rücksprache mit dem damaligen Projektverfasser und Bauleiter stellte es sich heraus, dass die Spannlieder während der Ausführung längere Zeit unsachgemäß gelagert wurden, was zur vorgefundenen Rostbildung führte. Es handelt sich hier also um Altkorrosion, die dank der später alkalischen Umgebung gestoppt wurde. Diese Auffassung wird auch dadurch gestärkt, dass die umgebende Bewehrung keine Korrosion aufwies.
- sämtliche Schnittstellen zeigten eine vollständige Verfüllung mit Zementstein (Fig. 6)
- Betonüberdeckung Bewehrung: 25 bis 28 mm, i.M. 26 mm
- Betonüberdeckung Spannlieder: vertikal: 76 bis 95 mm, i.M. 87 mm seitlich: 56 bis 68 mm, i.M. 62 mm

Inspection of selected tendon high points by opening the deck concrete and at the sectional planes:

- Bridge S8:
In total, 8 tendon high points were opened, the ducts locally removed and the interior inspected (Fig. 4). Summary of results:
 - no corrosion was found (neither on the reinforcement nor on ducts and prestressing wires)
 - all tendon high points were completely filled with cement grout (Fig. 5)
 - concrete cover to reinforcement: 50 to 110 mm, mean value 75 mm
 - concrete cover to tendons: 110 to 150 mm, mean value 125 mm
- Bridge N2:
Same procedure as for S8, however only 4 tendon high points were opened and inspected. Summary of results:
 - with regard to corrosion and grout same as for S8
 - concrete cover to reinforcement: 40 to 50 mm, mean value 43 mm
 - concrete cover to tendons: all 140 mm

	Schlupflängen (Lengths of slippage)		Krafteinleitungslängen (Transition lengths)	
	min/max mm	Mittelwerte (Mean values) mm	max mm	Mittelwerte (Mean values) mm
S8: 32 Ø 6 mm profiliert (indented)	0.7 / 2.7	1.4	1'100	600
N2: 44 Ø 5 mm glatt (smooth)	1.6 / 4.1	2.7	1'700	1'100
S7: 18 Ø 8 mm 24 Ø 8 mm glatt (smooth)	1.4 / 4.4 0.8 / 2.6	1.6 2.7	1'100 1'900	700 1'100

Fig. 7: Längen des Schlupfes und der Krafteinleitung mittels Verbund
Fig. 7: Lengths of slippage and transition by bond

Inspektion der Verankerungen:

Durch die früher beschriebene Ausführung der Übergänge zu den Strassenkörpern ergibt sich, dass Feuchtigkeitsinfiltrationen insbesondere in die Spannverankerungen hinein auftreten konnten. Bei den Brücken S8 und N2 wurde dies auch festgestellt und hatte zur Folge, dass einzelne Verankerungsteile korrodiert waren, allerdings nur in geringem Mass.

Beim Objekt S7 waren die Verankerungen durch Randabschlüsse besser geschützt. Es wurde deshalb auch keine Korrosion festgestellt.

Schlupfmessungen:

Bei den drei Objekten wurde bei einer grösseren Anzahl von getrennten Spannliedern der Schlupf der Drähte gegenüber den Trennflächen gemessen (Fig. 6). Solche Feldmessungen sind nicht sehr genau. Die Resultate geben aber doch gute Hin-

- Bridge S7:
At this bridge no inspection windows were made before its dismantling because both tendon high and low points could be inspected at the sectional planes. Summary of results:
 - In order to check for corrosion, some tendons were laid open at the storage area. On the outer surface of the ducts and on the wires some light rust was detected. On the other hand the inner surfaces of the ducts were clean. A consultation with the original designer and resident engineer provided the explanation. During execution, the tendons were inadequately stored on site for some time which led to the detected corrosion traces. Due to the later alkaline environment, the corrosion was stopped. The fact that the surrounding reinforcement was found without corrosion supports the validity of this opinion.
 - at the sectional planes all tendons were completely filled with cement grout (Fig. 6)
 - concrete cover to reinforcement: 25 to 28 mm, mean value 26 mm
 - concrete cover to tendons: vertically: 76 to 95 mm, mean value 87 mm horizontally: 56 to 68 mm, mean value 62 mm

Inspection of anchorages:

As described earlier, the structural details at the transition to the adjacent road substructure enabled the infiltration of water to the areas with stressing anchorages. At the bridges S8 and N2, this caused the corrosion of some anchorage parts, however only to a small extent.

At bridge S7 the anchorages were better protected by edge beams. Consequently no corrosion was found.

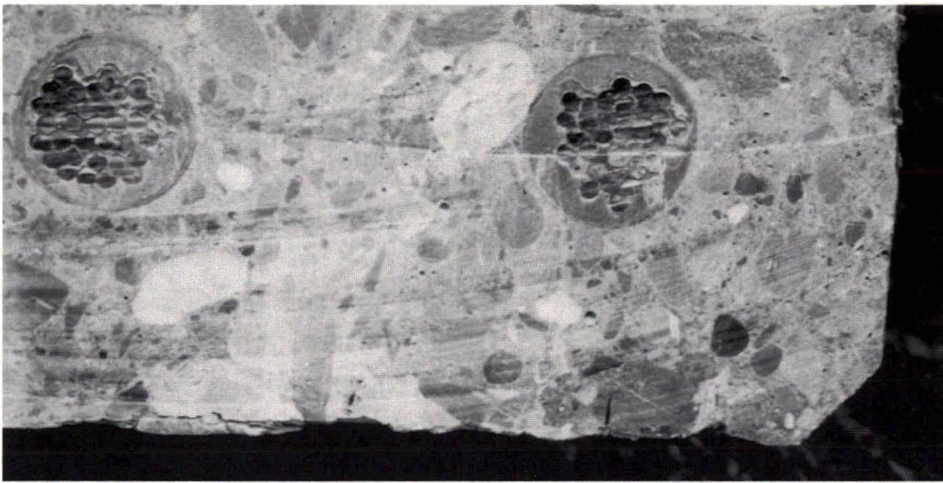


Fig. 6: Trennschnitt bei einem vollständig verfüllten Tiefpunkt mit sichtbarem Schlupf der Drähte
 Fig. 6: Completely grouted tendon at a low point with visible slippage of the wires

weise dafür, auf welche Längen die Spannkkräfte der durchgetrennten Spannglieder über Verbund wiedervoll in den umliegenden Beton eingetragen sind. Die in Figur 7 enthaltenen Werte basieren auf der vereinfachenden Annahme eines linearen Spannungsanstieges in den Drähten vom Trennschnitt bis zur errechneten Spannung von ca. $0.60 f_{tk}$.

Materialuntersuchungen:

Beim Objekt N2 wurde an vier Betonbohrkernen $\varnothing 150$ mm aus dem Überbau einige Materialuntersuchungen ausgeführt. Es ergab sich ein Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit von 66.3 N/mm^2 . Das Ausmass der Chloridversalzung ist in Figur 8 dargestellt.

Beim Objekt S8 wurden sechs Spanndrähte $\varnothing 6$ mm (profiliert) entnommen und deren mechanischen Eigenschaften überprüft. Es zeigte sich dabei, dass die damaligen Norm- bzw. Firmenanforderungen immer noch eingehalten wurden.

4. Zusammenfassung

Im Zuge des Ausbaus der Nationalstrasse N1 im Bereich Grauholz bei Bern von vier auf sechs Spuren mussten drei, über 30 Jahre alte Überführungen abgebrochen werden. Um Hinweise zur Dauerhaftigkeit solcher Spannbetonbrücken zu erhalten, sind diese untersucht worden, wobei das Hauptaugenmerk auf der Zustandserfassung der Spannglieder als wichtige Tragelemente lag.

Obwohl die Brücken keine eigentliche Abdichtungen aufwiesen, war der Zustand der Spannglieder tadellos. Nur bei einer Brücke konnte bei einzelnen Verankerungen leichte Korrosion infolge Feuchtigkeitinfiltration festgestellt werden.

Mit den vorhandenen Angaben kann die theoretisch zu erwartende Nutzungsdauer dieser Brücken nur grob abgeschätzt werden. Bei gleichbleibender, relativ geringer Nutzung und weiterhin kleiner Beaufschlagung durch Tausalz erscheint aber eine Gesamtnutzungsdauer von 70 bis 100 Jahren als durchaus möglich. Dies insbesondere dann, wenn die Brücken den Bedürfnissen entsprechend instandgehalten und vielleicht auch mit einer Abdichtung versehen worden wären.

Die drei hier beschriebenen Brücken sind gute Beispiele für die Dauerhaftigkeit des Spannbetons.

Measurement of slippages:

For all 3 bridges, the wire slippages of a larger number of tendons were measured against the sectional planes (Fig. 6). Such field measurements are naturally not very precise. The results however provide a good indication of the transition lengths needed to fully introduce the tendon force of the cut wire bundle by bond into the surrounding concrete. The values given in Figure 7 have been established on the simplified assumption of a linear stress increase in the wire from the sawn ends to the calculated permanent stress of approx $0.60 f_{tk}$.

Investigation of materials:

On 4 concrete core samples of $\varnothing 150$ mm taken of the superstructure of bridge N2 some investigations were made. The mean value of the compressive cube strength was found to be 66.3 N/mm^2 . The extent of the chloride contamination is given in Figure 8.

Six prestressing wires $\varnothing 6$ mm (indented) were taken from bridge S8 and the mechanical characteristics were checked. The determined values fully correspond to the requirements originally given by standards or the supplier.

4. Summary

Due to the extension of the National Freeway N1 at Grauholz close to Berne, Switzerland from 4 to 6 lanes, three over 30 years old overpasses had to be dismantled. In order to get more information concerning the durability of prestressed concrete bridges, an investigation was carried out primarily to determine the condition of the post-tensioning tendons being very important load bearing elements.

Despite the fact, that the bridges did not have a proper waterproofing membrane, the tendons were in excellent condition. Only in one bridge at some anchorages a small extent of corrosion was found caused by water infiltration.

The available information allows only a rough estimate of the theoretically expected service life of these bridges. At the same rate of a relatively small use by traffic and use of de-icing salts, however, a total service life of 70 to 100 years would seem possible, especially if they would have been maintained as required and maybe protected by waterproofing measures.

The described bridges are good examples demonstrating the durability of prestressed concrete.

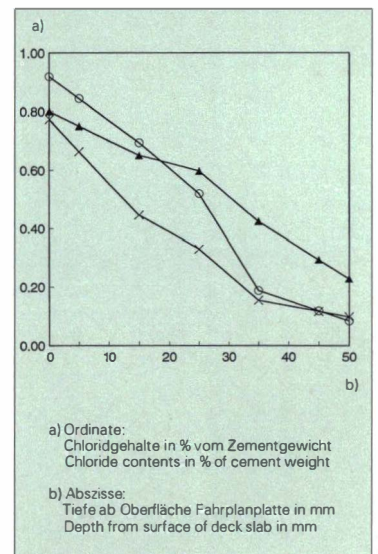


Fig. 8: Chloridgehalte in der Fahrplanplatte an 3 Stellen der Brücke N2
 Fig. 8: Chloride contents in the deck slab at 3 locations of Bridge N2

Schubbemessung von Voutenträgern mit geneigten Spanngliedern

Shear design of variable-depth girders with draped prestressing tendons

Prof. Dr. Peter Marti, dipl. Bau-Ing.
ETH/SIA

Institut für Baustatik und Konstruktion
ETH Hönggerberg/HIL E 42.2/3
8093 Zürich

Einleitung

Die Norm SIA 162 [1] behandelt in den Ziffern 3 24 209 und 3 24 210 den Schubwiderstand von Balken mit variabler Querschnittshöhe und geneigten Spanngliedern. Für gleichenorts geneigte Spannglieder und Gurtkräfte werden genauere Untersuchungen verlangt, und gemäss Kommentar [2] sind dafür Spannungsfelder oder entsprechende Fachwerkmodelle zu betrachten.

In der Praxis ist oft mindestens ein Gurt gerade, und die Bügel werden senkrecht zu diesem Gurt eingelegt. Im folgenden wird ein Bemessungsverfahren für solche Fälle vorgestellt, das sich auf frühere einschlägige Arbeiten stützt [3, 4].

Bemessungskonzept

Unterteilt man einen parallelgurtigen Balken in eine Anzahl Abschnitte der Länge $\Delta = d_v \cot \alpha$ (d_v = Abstand der Gurtkräfte, α = Neigung der Betondruckstreben im Steg), so können in jedem dieser Abschnitte zur Balkenachse senkrechte Bügel mit konstantem Abstand und gleichem Durchmesser angeordnet werden, die insgesamt die kleinste im betreffenden Abschnitt auftretende Querkraft aufzunehmen haben. Die notwendige Längsbewehrung folgt entweder aus einer Querschnittsbetrachtung oder aus einer Analyse von möglichen Bruchmechanismen [3, 4].

Dieses Konzept lässt sich leicht auf Voutenträger übertragen. Fig. 1(a) zeigt einen durch Querschnitte mit verschwindender Querkraft begrenzten Teil eines solchen Trägers mit Obergurt parallel zur x-Achse und Bügel in z-Richtung. Wählt man einen konstanten Neigungswinkel α , so ergibt sich, von $x = 0$ ausgehend, das in Fig. 1(b) dargestellte Spannungsfeld. Dieses besteht aus einer Anzahl paralleler, durch Diskontinuitätslinien getrennter Bereiche und aus einem fächerförmigen Bereich an jedem Ende [5]. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Lasten auf den Obergurt einwirken und pro Abschnitt gleichmässig verteilt sind.

Ersetzt man die einzelnen Bereiche des Spannungsfeldes durch statisch äquivalente Druckstreben [5], so kann man zum zugeordneten Fachwerkmodell übergehen. Bemessung und konstruktive Durchbildung können dann in der üblichen Art aufgrund der am Fachwerkmodell ermittelten inneren Kräfte erfolgen. Insbesondere entspricht den vertikalen Zugpfosten das in Fig. 1(c) dargestellte, treppenförmige Diagramm für den erforderlichen Widerstand der Bügelbewehrung.

Bemessungsverfahren

Für die Bemessungspraxis ist es ausreichend, die inneren Kräfte in den in Fig. 1(b) gestrichelt dargestellten Querschnitten zu ermitteln. Wegen der geneigten und im allgemeinen auch gekrümmten Spannglieder und Untergurte sowie der Tatsache,

Introduction

The Swiss structural concrete code [1] contains separate provisions for the shear design of variable-depth girders and of girders with draped prestressing tendons. Approximate expressions are given to account for the components of inclined flange and tendon forces in the direction of the applied shear force.

For the case of variable-depth girders containing draped tendons the code [1] requires more detailed investigations. According to the commentary [2] such investigations shall be based on a truss model or stress field approach.

Frequently, at least one of the two flanges of a girder is straight and the stirrups are perpendicular to that flange. This paper presents a design procedure for such cases, extending earlier work on the staggering concept of shear design [3, 4].

Staggering concept of shear design

For constant-depth girders with stirrups perpendicular to the girder axis, each span length is subdivided into a series of equal portions $\Delta = d_v \cot \alpha$, where d_v = effective shear depth and α = inclination of diagonal compressive stress fields in cracked web concrete. In each portion, equally spaced stirrups of equal size are provided whose resistance is not less than the lowest value of the shear force that occurs in that portion. The necessary longitudinal reinforcement is determined by applying design equations derived from either collapse crack mechanism considerations or a section-by-section design approach [3, 4].

Extension of the staggering concept to variable-depth girders is straight-forward. Fig. 1(a) shows a segment of a girder bounded by sections of zero shear force. The top flange is parallel to the x-axis, stirrups shall be placed in the z-direction and d_v is assumed to be equal to the distance in z-direction between flange centres. Selecting a certain constant inclination α and starting from $x = 0$ the discontinuous stress field shown in Fig. 1(b) is obtained. The stress field consists of a number of parallel banded regions and a fan-shaped region at either end [5]. Loads are assumed to be applied at the top of the girder; furthermore, they are considered to be uniformly distributed within each portion Δ .

By replacing fans and bands by statically equivalent struts [5] the discontinuous stress field can be represented by the associated truss model. Dimensioning and detailing may then proceed based on the internal forces determined from the truss model [6]. In particular, a stepped stirrup reinforcement diagram will result as shown in Fig. 1(c).

Design procedure

From a practical point of view it is sufficient to consider internal forces at the sections indicated by

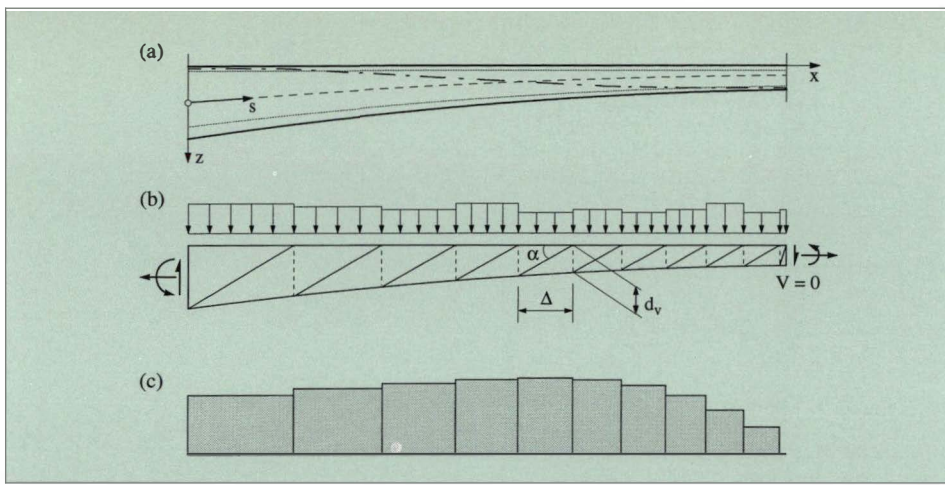


Fig. 1: Voutenträger: (a) Achsen; (b) Spannungsfeld; (c) Erforderliche Bügelbewehrung.
Fig. 1: Variable-depth girder: (a) Axes; (b) Discontinuous stress field; (c) Required stirrup reinforcement.

dass die statische Berechnung im allgemeinen von der ebenfalls geneigten und gekrümmten Schwerachse s ausgeht, ist dies nicht ganz einfach.

Bezeichnet man die Schnittgrößen an Querschnitten senkrecht zur s -Achse mit N_{do} , V_{do} und M_{do} , so erhält man für die entsprechenden Schnittgrößen an Querschnitten parallel zur z -Achse

$$\left. \begin{aligned} N_d &= N_{do} \cos \delta + V_{do} \sin \delta \\ V_d &= -N_{do} \sin \delta + V_{do} \cos \delta \\ M_d &= M_{do} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

wobei δ den Winkel zwischen der x - und der s -Achse bezeichnet, siehe Fig. 2(a).

Die inneren Kräfte (F_c , F_{cw} , F_p , F_t) und die Schnittgrößen (N_d , V_d , M_d) in Fig. 2(b) sind statisch äquivalent:

$$\left. \begin{aligned} N_d &= F_t - F_{cw} \cos \alpha + F_p \cos \delta_p - F_c \cos \delta_{inf} \\ V_d &= F_{cw} \sin \alpha + F_p \sin \delta_p + F_c \sin \delta_{inf} \\ M_d &= F_t \left(\frac{d_v}{2} - e \right) + F_{cw} \cos \alpha e - F_p \cos \delta_p (e + e_p) + F_c \cos \delta_{inf} \left(\frac{d_v}{2} + e \right) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Die Bügel und die Umlenkkräfte des Untergurts im Abschnitt Δ links des betrachteten Querschnitts nehmen die Vertikalkomponente von F_{cw} auf. Man beachte, dass das treppenförmige Diagramm des erforderlichen Bügelwiderstands [Fig. 1(c)] streng nur unter der Voraussetzung eines polygonalen, also stückweise linearen Untergurts richtig ist; für gekrümmte Untergurte resultieren leicht ungleichförmige Bügelkraftverteilungen, gleichsam also unebene Treppenstufen; für die Bemessungspraxis ist dies jedoch von untergeordneter Bedeutung und kann vernachlässigt werden.

Elimination von F_t und F_c aus (2) bringt

$$F_{cw} = \frac{2(V_d - F_p \sin \delta_p) - \tan \delta_{inf} \left[2 \frac{M_d}{d_v} - N_d \left(1 - \frac{2e}{d_v} \right) + F_p \cos \delta_p \left(1 + \frac{2e_p}{d_v} \right) \right]}{(1+k) \sin \alpha} \quad (3)$$

und ferner

$$F_t = \frac{2k \frac{M_d}{d_v} + N_d \left(1 + \frac{2ke}{d_v} \right) + \frac{V_d - F_p \sin \delta_p}{\tan \alpha} - F_p \cos \delta_p \left(1 - \frac{2ke_p}{d_v} \right)}{1+k} \quad (4)$$

und

$$F_c = \frac{2 \frac{M_d}{d_v} - N_d \left(1 - \frac{2e}{d_v} \right) - \frac{V_d - F_p \sin \delta_p}{\tan \alpha} + F_p \cos \delta_p \left(1 + \frac{2e_p}{d_v} \right)}{(1+k) \cos \delta_{inf}} \quad (5)$$

wobei

$$k = 1 - \frac{\tan \delta_{inf}}{\tan \alpha} \quad (6)$$

dashed lines in Fig. 1(b). The design procedure is somewhat complicated by the presence of draped prestressing tendons, the curved bottom flange and by the fact that usually, static calculations refer to a curved girder axis s , see Fig. 1(a).

Denoting sectional forces and moments on a section perpendicular to the s -axis by N_{do} , V_{do} and M_{do} the corresponding quantities on a vertical section are equal to

where δ = angle between s -axis and x -axis, see Fig. 2(a).

The internal forces F_t , F_{cw} , F_p and F_c shown in Fig. 2(b) are statically equivalent to N_d , V_d and M_d :

The stirrups and the vertical components of the deviation forces due to F_c within the length Δ to the left of the section under consideration have to resist the vertical component $F_{cw} \sin \alpha$ of the inclined compressive force F_{cw} in the web concrete. Note that implicitly the stepped stirrup resistance diagram shown in Fig. 1(c) assumes a polygonal bottom flange; curved bottom flanges require slightly non-uniform stirrup forces; however, for practical purposes this minor influence can be neglected.

Eliminating F_t and F_c from Eq. (2) one gets

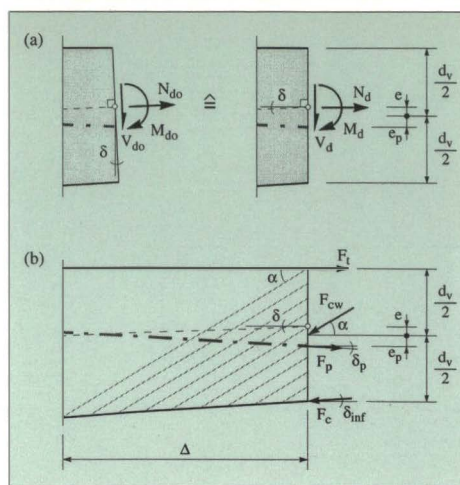


Fig. 2: Gleichgewicht am Querschnitt:
 (a) Schnittgrößen; (b) Innere Kräfte.
 Fig. 2: Equilibrium at cross-section:
 (a) Sectional forces and moments;
 (b) internal forces

Die Gleichungen (1) bis (6) eignen sich für die Anwendung von Tabellenkalkulationsprogrammen. Zwangungen aus Vorspannung sollten in N_{do} , V_{do} und M_{do} einbezogen werden. Setzt man F_p gleich der Vorspannkraft P_{∞} unter Berücksichtigung aller Verluste, so ergibt sich in jedem Fall eine sichere Bemessung; höhere Werte von F_p können natürlich eingesetzt werden, dies sollte aber stets von einer Überprüfung der zugehörigen Dehnungen begleitet sein [2, 6]. Man bemerkt noch, dass für nach unten konvexe Spannglieder wegen deren Umlenkkraft die Bügelkräfte im Bereich oberhalb der Spannglieder verkleinert werden; umgekehrt müssen die Umlenkkräfte von nach oben konvexen Spanngliedern mit zusätzlichen Bügelkräften zum Obergurt übertragen werden; in jedem Fall ergibt sich der über die Länge Δ erforderliche Bügelwiderstand aus $F_{cw} \sin \alpha$ vermindert um die Differenz der Vertikalkomponenten $F_c \sin \delta_{inf}$ der Untergurtkräfte links und rechts an den Enden des Abschnitts Δ . Die Gurte haben F_t und F_c aufzunehmen, und die Stegdicke, b_w , muss derart gewählt werden, dass die Stegdruckspannung $F_{cw}/(b_w d_v \cos \alpha)$ einen von der effektiven Betondruckfestigkeit f_c abhängigen Grenzwert nicht überschreitet [1, 4, 6].

Bemerkungen

Das oben dargestellte Bemessungsverfahren setzt voraus, dass die vertikalen Lasten auf den Obergurt eingetragen werden und pro Abschnitt Δ gleichmässig verteilt sind. Lasteintragung unterhalb des Obergurts erfordert eine entsprechende Aufhängebewehrung. Bezüglich Einzellasten und wandernden Lasten wurde früher gezeigt [3], dass das Bemessungskonzept weiter gilt, d.h. die erforderliche Bügelbewehrung in jedem Abschnitt Δ kann weiterhin aus der kleinsten im betreffenden Abschnitt auftretenden Querkraft ermittelt werden, und die Gleichungen (4) und (5) liefern gute Näherungen für die Gurtkräfte.

Es ist empfehlenswert, die Tabellenkalkulation mit zusammengehörigen Schnittgrößen durchzuführen, welche einzelnen Lastfällen entsprechen, und nicht mit Grenzwerten der Schnittgrößen aus verschiedenen Lastfällen. Kräfteumlagerungen können leicht in die Rechnung einbezogen werden, entweder für jeden Lastfall getrennt oder, im Sinne des Einspielsatzes, durch Überlagerung eines einzigen Zwangungszustands für alle verschiedenen Lastfälle [6].

Mit einer günstigen Formgebung des Untergurts kann man erreichen, dass die erforderliche Bügelbewehrung und die Stegdruckspannungen über weite Trägerbereiche annähernd konstant bleiben, während sich die Obergurtkraft F_t mehr oder weniger linear verändert [5]. Dies bietet zum Beispiel für Freivorbaubridgen erhebliche Vorteile: Bügelbewehrung und Stegdicke können konstant gehalten werden, und bei jeder Etappe kann man die gleiche Anzahl Spannglieder verankern [7].

Oft liegen mehrere Lagen geneigter Kabel vor; F_p ist dann die resultierende aller Kabelkräfte. Ge-

The Eqs. (1) through (6) are best dealt with in a spreadsheet. Statically indeterminate effects due to the prestressing should be included in N_{do} , V_{do} and M_{do} . Assuming F_p to be equal to the effective prestressing force after losses, P_{∞} , will result in safe designs; higher values of F_p (up to the ultimate resistance of the tendon, F_{pu}) may be used, but this should be justified by a consideration of strains [2, 6]. Note that for sagging tendon segments (cable profile concave from above) stirrup forces in the region between the draped tendon and the top flange will be reduced due to the upward acting deviation forces resulting from the curvature of the tendon; conversely, for hogging tendon segments (cable profile convex from above) additional stirrup forces will be necessary to transfer the downward acting deviation forces to the top flange; in either case, below the tendons, the stirrups within the length Δ have to resist the force $F_{cw} \sin \alpha$ given by Eq. (3) less the difference of the vertical components $F_c \sin \delta_{inf}$ [Eq. (5)] of the bottom flange forces at the boundaries of Δ . The flanges must be capable of resisting the forces given by Eqs. (4) and (5) and the web width, b_w , must be such that the principal diagonal compressive stress $F_{cw}/(b_w d_v \cos \alpha)$ in the web concrete remains below an appropriate fraction of the effective compressive strength f_c [1, 4, 6].

Discussion

The design procedure outlined above assumes loads to be applied at the top of the girder and to be uniformly distributed within each length Δ . Loads applied below the top flange require additional stirrup or hanger reinforcement. Regarding moving and concentrated loads it was shown previously [3] that the staggering concept of shear design remains valid, i.e. the stirrups required within each length Δ can still be determined from the lowest value of the shear force that occurs within that length and Eqs. (4) and (5) provide good approximations for the flange forces.

It is recommended to use sectional forces and moments due to individual loading cases rather than envelope values resulting from non-associated loading cases. Redistributions of internal forces and moments may easily be taken into account either individually for each loading case or, similar to a shake-down analysis, by one single adjustment of sectional forces and moments for all different loading cases [6].

By selecting an appropriate shape of the bottom flange the required stirrup reinforcement as well as the principal diagonal compressive stresses in the web concrete will be fairly uniform and the top flange force F_t will vary nearly linearly over a considerable length of the girder [5]. As an example, for balanced cantilever construction, this offers considerable practical advantages: stirrup reinforcement and web widths can be kept constant and it will be appropriate to terminate the same number of prestressing tendons at each segment of constant length [7].

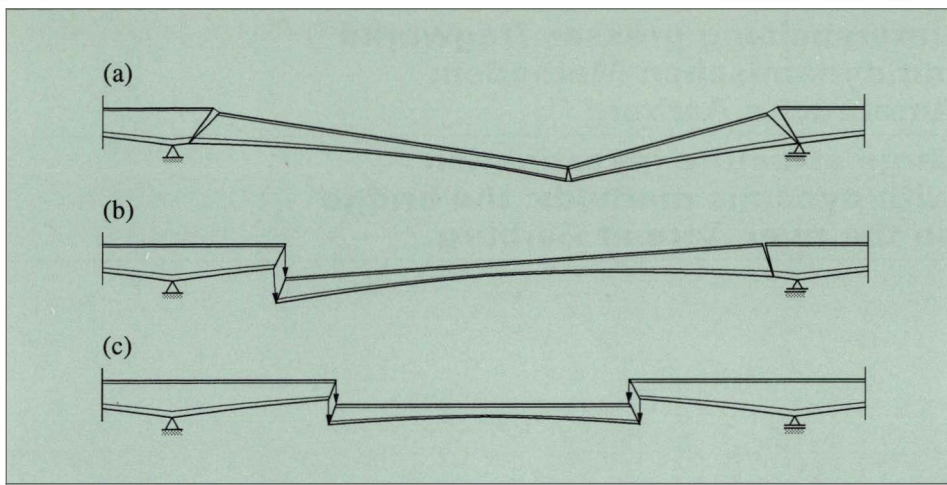


Fig. 3: Bruchmechanismen: (a) Kollapsrissgelenke; (b) Kombiniertes Mechanismus; (c) Stegdruckbrüche.
 Fig. 3: Failure mechanisms: (a) Collapse crack hinges; (b) Combined mechanism; (c) Web crushing mechanism.

rade Spannglieder im Obergurt können anstatt in F_p auch in F_t berücksichtigt werden.

Zur Kontrolle einer im Entwurf vorliegenden, nach der statischen Methode der Plastizitätstheorie durchgeführten Bemessung, vor allem aber auch zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauten, ist es empfehlenswert, Bruchmechanismen nach der kinematischen Methode der Plastizitätstheorie zu analysieren [4-6]. Fig. 3(a) zeigt einen möglichen Mechanismus mit drei Kollapsriss-Gelenken, Fig. 3(b) stellt einen kombinierten Mechanismus mit einem Kollapsriss und einer Stegdruckbruchzone dar, und bei Fig. 3(c) handelt es sich um einen Mechanismus mit zwei Stegdruckbruchzonen. Aus der Gleichsetzung der Arbeit der äusseren Kräfte mit der in der Bewehrung und im Beton dissipierten Energie resultieren obere Grenzwerte für die Traglast. Dabei erhält man die spezifische Dissipation im Beton infolge einer Einheitsverschiebung an einer Diskontinuitätsfläche aus dem Ausdruck $f_c(1 - \sin \beta)/2$, wobei β den Winkel zwischen dem Verschiebungsvektor und der Diskontinuitätsfläche bezeichnet und f_c für die effektive Druckfestigkeit des Betons steht [4-6].

Schluss

Das vorgestellte Bemessungsverfahren eignet sich für Tabellenkalkulationen. Die Wahl von d_v , α und f_c , die Berücksichtigung von Kraftumlagerungen und die Beurteilung der anzusetzenden Werte $F_p(P_{\infty} \leq F_p \leq F_{pu})$ verbleiben als wesentliche Aufgaben des Ingenieurs. Für Kontrollzwecke und insbesondere die Nachrechnung bestehender Bauten empfiehlt sich die Anwendung der kinematischen Methode der Plastizitätstheorie.

Dank

Dieser Artikel entstand im Rahmen des Forschungsprojekts «Verformungsvermögen von Massivbautragwerken», das durch die Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschungen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaus des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten (VSZKGF) und den Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung finanziell unterstützt wird. V. Sigrist und R. Noethiger unterstützten den Autor bei der Erstellung des Manuskripts.

Frequently, there are several layers of draped prestressing tendons; in such cases F_p should be taken as the resultant of all tendon forces. Straight tendons placed in the top flange may be taken into account via F_t .

Failure mechanism considerations are useful to check existing designs [4, 6]. Fig. 3(a) illustrates a mechanism involving three collapse crack hinges in an interior span. Fig. 3(b) shows a combination of a web crushing zone and a collapse crack and the mechanism of Fig. 3(c) involves two web crushing zones. In each case, an upper bound for the collapse loads results from equating the total rate of work done by the applied loads to the total rate of dissipation in the reinforcement and in the concrete. Note that for a unit relative displacement the rate of dissipation in the concrete per unit area of a discontinuity surface amounts to $f_c(1 - \sin \beta)/2$ where β = angle enclosed by the relative displacement vector and the discontinuity surface and f_c = effective compressive strength of concrete [4-6].

Conclusion

A design procedure suitable for spreadsheet calculations has been presented. Shaping of the bottom flange (i.e. sizing d_v), selecting α , accounting for redistributions of internal forces and moments, assessing $F_p(P_{\infty} \leq F_p \leq F_{pu})$ and choosing f_c are left to the designer. For the evaluation of existing designs it is recommended to apply corresponding failure mechanism considerations.

Acknowledgments

This paper evolved within the framework of the research project «Deformation Capacity of Structural Concrete»; financial support from the Swiss National Science Foundation and the Swiss cement manufacturers is gratefully acknowledged. V. Sigrist and R. Noethiger assisted in preparing the manuscript.

Literatur/References

- [1] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, «Norm SIA 162 (1993), Betonbauten», Zürich, 1993, 86 pp.
- [2] Marti, P., und Ernst, G., «Norm SIA 162 - Teilrevision», *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Jahrgang 111, No. 22, Zürich, 27. Mai 1993, pp. 383-388.
- [3] Marti, P., «Staggered Shear Design of Simply Supported Concrete Beams», *Journal of the American Concrete Institute*, V. 83, No. 1, Jan.-Feb. 1986, pp. 36-42.
- [4] Marti, P., «Staggered Shear Design of Concrete Bridge Girders», *Proceedings, International Conference on Short and Medium Span Bridges*, V. 1, Ottawa, Aug. 1986, pp. 139-149.
- [5] Marti, P., «Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design», *Journal of the American Concrete Institute*, V. 82, No. 1, Jan.-Feb. 1985, pp. 46-56. Also, Discussion, V. 82, No. 6, Nov.-Dec. 1985, pp. 933-935.
- [6] Marti, P., «Dimensioning and Detailing», IABSE Colloquium 'Structural Concrete', Stuttgart, 1991, *Report*, IABSE V. 62, Zurich, 1991, pp. 411-443.
- [7] Matt, P., Voumard, J.M., Marti, P., and Thürlimann, B., «Main River Span Structure of the Gateway Bridge», *Concrete International: Design and Construction*, V. 10, No. 5, May 1988, pp. 34-43.

Untersuchung grosser Tragwerke mit dynamischen Methoden: Aarebrücke Aarburg

Large structure investigation with dynamic methods: the bridge on the river Aare at Aarburg

Dr. Reto Cantieni, dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
Dr. Yasar Deger, dipl. Bau-Ing. SIA
Dr. Stanislaw Pietrzko, dipl. Ing. ETH

EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
8600 Dübendorf

Einleitung

Für die Modellierung bestehender Tragwerke, die umgebaut (saniert, verstärkt) werden sollen, stehen heute Methoden zur Verfügung, wie sie vor kurzem noch undenkbar waren. Es geht dabei darum, ein möglichst wirklichkeitsnahes Finite-Element-(FE)-Modell des Tragwerkes zu erarbeiten, aufgrund dessen die Auswirkungen von strukturellen Änderungen mit grosser Zuverlässigkeit berechnet werden können. Die zentralen Elemente des Verfahrens sind einmal die Experimentelle Modalanalyse (EMA), dann die theoretische Modalanalyse, im allgemeinen mit Hilfe eines FE-Programmes durchgeführt, und schliesslich die LINK-Prozedur, die es erlaubt, das berechnete FE-Modell aufgrund der Resultate der EMA optimal an die Wirklichkeit anzupassen.

Die Abteilung Massivbau der EMPA verfügt heute über rund 10 Jahre Erfahrung in der Anwendung der EMA auf Bauingenieurtragwerke. Neben kleineren Strukturen wie Balken und Platten wurden auch Strassen- und Fussgängerbrücken mit bis zu 85 m Spannweite sowie eine Staumauer mittlerer Grösse untersucht [1], [2], [3]. Der Ausbau in Richtung FE-Berechnungen und LINK erfolgte in den Jahren 1991/92.

Bei der im folgenden beschriebenen Untersuchung der Aarebrücke Aarburg handelt es sich um die erste konkrete Anwendung der Methodik in ihrer Gesamtheit durch die EMPA. Die EMA wurde dabei im Auftrag des Kantons Aargau durchgeführt, während FE-Analyse und LINK im Rahmen eines EMPA-Forschungsprojektes finanziert wurden.

Die Aarebrücke Aarburg

Diese 72 m weit über die Aare gespannte Bogenbrücke, ursprünglich eine Konstruktion des berühmten Schweizer Ingenieurs Robert Maillart, wurde 1912 gebaut (Fig. 1). Das Tragwerk, wie es heute existiert, ist das Ergebnis eines in den Jahren 1968/69 durchgeführten Umbaus. In jenen Jahren wurde der Überbau, eine filigrane, aufgeständerte Fahrbahndecke, entfernt und durch einen plattenbalkenartigen Fahrbahnträger in Spannbeton ersetzt. Gleichzeitig wurde auch die Breite der Fahrbahn den gestiegenen Anforderungen angepasst. Der gut erhaltene Stahlbeton-Bogen blieb bestehen, wurde aber, wahrscheinlich «in Anlehnung» an andere Maillart-Tragwerke (z.B. Salginatobel-Brücke) durch Rippen versteift (Fig. 2, 3). Zum statischen System der Brücke ist anzumerken, dass der Stahlbetonbogen beidseits vollständig eingespannt ist, während der Fahrbahnträger bei beiden Widerlagern frei verschieblich gelagert ist.

Heute weisen die Längsrippen des Fahrbahnträgers Risse auf, so dass eine erneute Überarbeitung des Tragwerkes erforderlich ist. Zuvor veranlasste der Eigentümer, der Kanton Aargau, eine gründliche Zustandsaufnahme (Ingenieurbüro Wilhelm, Aarau), die u.a. eine Wiederholung der bereits

Introduction

Today, modern, powerful methods are available for the modeling of existing structures e.g. being subject to rehabilitation or strengthening processes. It is the goal of such a modeling process to achieve a Finite-Element-(FE)-Model of the structure being as close to reality as possible and hence to be able to calculate the consequences of structural changes with an optimum reliability. The basic elements of the method under discussion are (a) the Experimental Modal Analysis (EMA), (b) the theoretical modal analysis usually performed with the help of a Finite-Element-Software package and finally (c) the LINK-procedure combining these two analyses by optimizing the FE-model based on the experimental results.

The Section Concrete Structures of EMPA now has a ten year experience with application of EMA to civil engineering structures. These include smaller structures like reinforced and prestressed concrete beams and slabs as well as larger structures like highway and foot/cycle-bridges with a maximum span of 85 m and a concrete gravity dam of moderate size (170 m long, 45 m high) [1], [2], [3]. In the years 1991/92 the EMPA facilities were extended to also cover the fields of FE- and LINK-analyses.

The investigation of the bridge on the river Aare at Aarburg was the first case where EMPA applied the method in its complete width. Whereas the Experimental Modal Analysis was performed in the context of an investigation ordered by the bridge owner, the Canton Aargau, the FE- and LINK-analyses were realized as parts of an EMPA Research Project.

The bridge on the river Aare at Aarburg

This reinforced concrete arch structure with a 72 m span was originally designed by the world-renowned Swiss engineer Robert Maillart and erected in 1912 (Fig. 1). As a result of a necessary structural rehabilitation the bridge deck and all of the rather tiny columns between the arch and deck were removed and replaced with a new post-tensioned slab-and-girder type superstructure in the years 1968/69. In addition, the two-lane bridge deck width was adapted to the requirements of modern highway traffic. The reinforced concrete arch still being in good shape there was no reason not to maintain it. It may have been in an attempt to stay close to the «spirit» of other bridges by Maillart (e.g. the Bridge on the Salginatobel) that the two bridge deck longitudinal girders were continued down to the arch which was hence stiffened to some minor extent (Fig. 2, 3). Concerning the static system of the structure it should be mentioned that the arch is completely clamped-in whereas the bridge superstructure is vertically fixed but horizontally free at both abutments.

Today, a rehabilitation procedure is thought to be necessary again because the bridge deck longitudinal girders show a significant number of cracks.

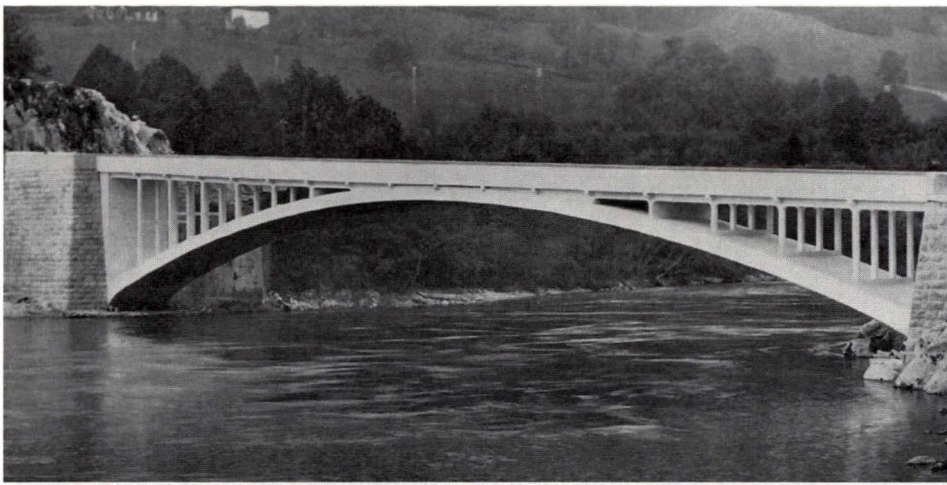


Fig. 1: Die Aarebrücke Aarburg in ihrem ursprünglichen Zustand (Bild aus [4]).
Fig. 1: The bridge on the river Aare at Aarburg in its virgin state (picture taken from [4]).



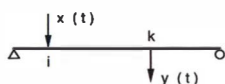
Fig. 2: Die Aarebrücke Aarburg heute.
Fig. 2: The bridge on the river Aare at Aarburg as of today.

1969 von der EMPA durchgeführten statischen und dynamischen Belastungsversuche vorsah. Auf Vorschlag der EMPA wurden die im folgenden beschriebenen Untersuchungen in die Zustand Aufnahme und insbesondere auch in die Projektierung der Sanierung der Brücke einbezogen.

Experimentelle Modalanalyse (EMA)

Die Methode

Das Ziel der EMA ist die Erarbeitung eines experimentell abgestützten dynamischen Strukturmodells. Dazu wird die Frequenzgangmatrix bestimmt. Sie enthält die Informationen, die für die Ermittlung der modalen Parameter (Frequenz, Form und Dämpfung der Eigenschwingungen, modale Massen und Steifigkeiten) des Tragwerkes notwendig sind. Für die Bestimmung der Frequenzgangmatrix wird wie folgt vorgegangen: Das zu untersuchende Tragwerk wird in einem Punkt i mit einer kontrollierten Kraft $x_i(t)$ angeregt und seine Reaktion $y_k(t)$ in einer zweckmässigen Anzahl von Punkten k gemessen.



Die für Kraft bzw. Reaktion simultan gemessenen Zeitsignale werden mittels Fouriertransformation in die Frequenzspektren $x_i(\omega)$ und $y_k(\omega)$ umgerechnet. Für die Ermittlung der komplexen Frequenzgangfunktion $H_{ik}(i\omega)$ werden das Eigenleistungsspektrum S_{xx} des Kraftsignals und das Kreuzleistungsspektrum aus Reaktion und Kraft S_{yx} benötigt:

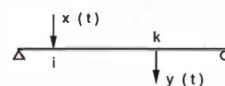
$$H_{ik}(i\omega) = \frac{S_{yx}}{S_{xx}}$$

As a first step, the Canton Aargau charged H. A. Wilhelm, Consulting Engineers at Aarau with a detailed determination of the state-of-health of the structure. It was rather straightforward that this also included repetition of the static and dynamic load tests performed by EMPA in the year 1969. The comprehensive investigation making use of EMA, FE- and LINK-procedures being described in this paper was performed upon proposal of EMPA, however.

Experimental modal analysis (EMA)

The method

It is the goal of an EMA to gain a reliable structural model based on the results of specially designed dynamic experiments. As a first step, the Frequency Response Matrix is determined. This contains the information necessary to calculate the structure's modal parameters like frequency, mode shape and damping coefficient of the natural vibrations. To actually determine the Frequency Response Matrix the structure is excited with a controlled dynamic force $x_i(t)$ in a point i and its response to this excitation $y_k(t)$ is measured in a suitable number of points k .



The time signals simultaneously acquired for force and response are transformed into the frequency spectra $x_i(\omega)$ and $y_k(\omega)$ by applying the Fast Fourier Transformation. As a next step, the excitation force auto power spectrum S_{xx} and the cross power spectrum of response and force S_{yx} are required

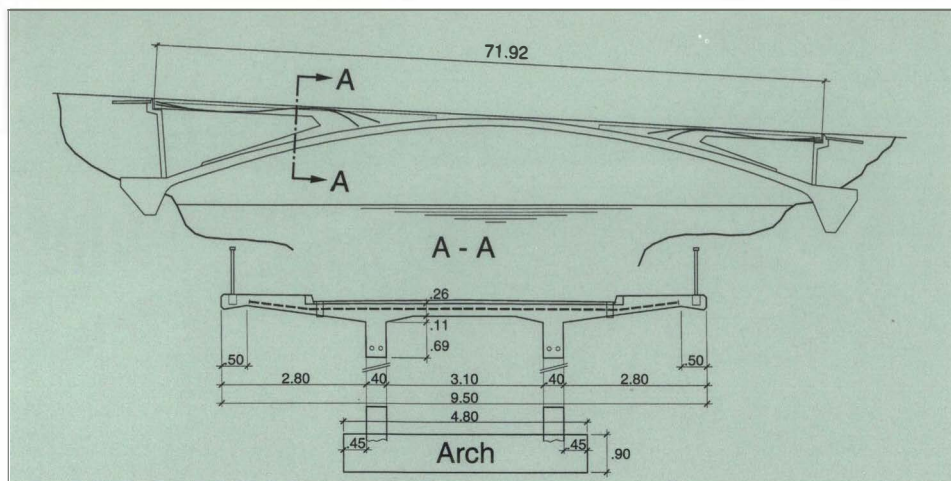


Fig. 3: Längsschnitt und typischer Querschnitt der Aarebrücke Aarburg (Abmessungen in m).
Fig. 3: Longitudinal and typical cross-section of the structure as of today.(dimensions: m).



Fig. 4: Der servohydraulische Schwingungserreger (hier noch im Montagezustand ohne Zusatzmasse auf der Kolbenstange).
Fig. 4: The servohydraulic vibration generator installed on the bridge (the additional mass has not yet been fixed to the piston rod tip).

Aus den Frequenzgangfunktionen $H_{ik}(i\omega)$ wird die Frequenzgangmatrix $H(i\omega)$ zusammengesetzt.

$$H(i\omega) = \begin{matrix} H_{11} & \bullet & \bullet & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & \bullet & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & H_{ik} & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & \bullet & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & \bullet & \bullet & H_{nn} \end{matrix}$$

Da die Frequenzgangmatrix (für lineare Systeme) diagonal ist, genügt es, entweder eine Zeile oder eine Kolonne zu bestimmen. Für die Untersuchung grosser Strukturen wird das obengenannte Vorgehen mit konstantem Erregungspunkt gewählt, während es für kleinere Strukturen durchaus möglich und auch üblich ist, mit der Anregung (meist einem instrumentierten Hammer) den Messpunkttraster abzuarbeiten, während der Reaktionsmesspunkt immer der gleiche ist.

Ein nächster Schritt wäre die sogenannte MIMO-Methode (Multiple Input Multiple Output), bei der zwei voneinander unabhängige Erreger und mindestens zwei Reaktionsmessstellen eingesetzt werden. Dies hat unter anderem den Vorteil, dass die Frequenzgangmatrix überbestimmt ist und man die redundante Information zu deren Optimierung einsetzen kann.

Die Algorithmen, die für die Extraktion der modalen Parameter auf der Basis der Frequenzgangmatrix verwendet werden, sind relativ komplexer Natur. Es kann hier nicht näher auf sie eingegangen werden.

Anregung

Für die Anregung grosser Strukturen setzt die EMPA einen servohydraulischen Erreger ein. Dies bringt zwar einen recht hohen Aufwand bezüglich der einzusetzenden Ausrüstung mit sich, der jedoch durch die ausserordentlich gute Qualität der Resultate aufgewogen wird. Als Kraftsignal hat sich ein bandbegrenztetes Rauschen als zweckmässig erwiesen. (Möglich wären auch: Impuls, rein harmonisches Signal, Sweep.) Ein bandbegrenztetes Rauschsignal ist eine Mischung aus allen Frequenzen in einem interessierenden Band (Aarebrücke Aarburg: $f = 1 \dots 20$ Hz). Mit einem solchen Signal regt man alle Eigenschwingungen des Tragwerkes gleichzeitig an.

Das Kernstück des Schwingungserregers ist ein 10-kN-Servozyylinder mit einem Kolbenhub von 100 mm. Er ist mit einem 38-l/min-Servoventil bestückt. Auf seiner Kolbenstange sind Stahlplatten montiert, so dass bei einer Gesamtmasse des Schwingers von 2 t die bewegte Masse 500 kg beträgt (Fig. 4). Eine luftgekühlte Pumpengruppe erzeugt Öl mit einem Druck von 280 bar. Für die Stromversorgung ist ein Dieselaggregat mit einer Leistung von mindestens 45 kW erforderlich. Die Kolbenbewegung wird mittels einer entsprechenden Elektronik geregelt. Mit dem Zylinder kann eine maximale Kraftamplitude von ± 5 kN ($f \geq 2.3$

to calculate the Frequency Response Function (FRF) between points i and k , $H_{ik}(i\omega)$

$$H_{ik}(i\omega) = \frac{S_{yx}}{S_{xx}}$$

The Frequency Response Matrix $H(i\omega)$ is then composed from the FRF's $H_{ik}(i\omega)$:

$$H(i\omega) = \begin{matrix} H_{11} & \bullet & \bullet & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & \bullet & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & H_{ik} & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & \bullet & \bullet & \bullet \\ \bullet & \bullet & \bullet & \bullet & H_{nn} \end{matrix}$$

This matrix being diagonal (at least for linear systems), it suffices to either determine one of its rows or columns. Simply considering practical points of view, the method with keeping constant of the point of excitation (the «driving point») is usually chosen for large structures. The common choice for smaller structures is keeping constant of the point of response measurement and hovering the driving point. This is especially true in cases where the means of excitation is an easily moveable instrumented hammer.

As a next step of development at EMPA, introduction of the MIMO-technology (Multiple Input Multiple Output) is planned for the near future. With this method, two uncorrelated sources of exciting forces are simultaneously used together with several response measurements. Among others, this method provides the advantage of the Frequency Response Matrix being overdetermined. The redundant information can then be utilized to optimize this matrix.

The algorithms available for Modal Parameter Estimation from the information provided by the Frequency Response Matrix are of rather complex nature. They can hence not be discussed in detail here.

Excitation

A servohydraulic vibration generator is used by EMPA to excite large structures. On the one hand, this generates a significant effort concerning the equipment required. Experience shows, on the other hand, that this effort seems to be fully justified by the extraordinarily high quality of the results achieved. It is again a result of experience that a bandlimited burst random signal is usually chosen as an excitation signal. (Impulse, purely harmonic or swept sine signals would be other possibilities). A bandlimited random signal is composed of all of the frequencies in the frequency band of interest which was $f = 1 \dots 20$ Hz for the bridge on the river Aare at Aarburg. All the natural frequencies in this band are simultaneously excited with a force signal of this type. «burst» means that the structure is excited during some part of the relevant time window only. For the Aarburg bridge, this part was 60%.

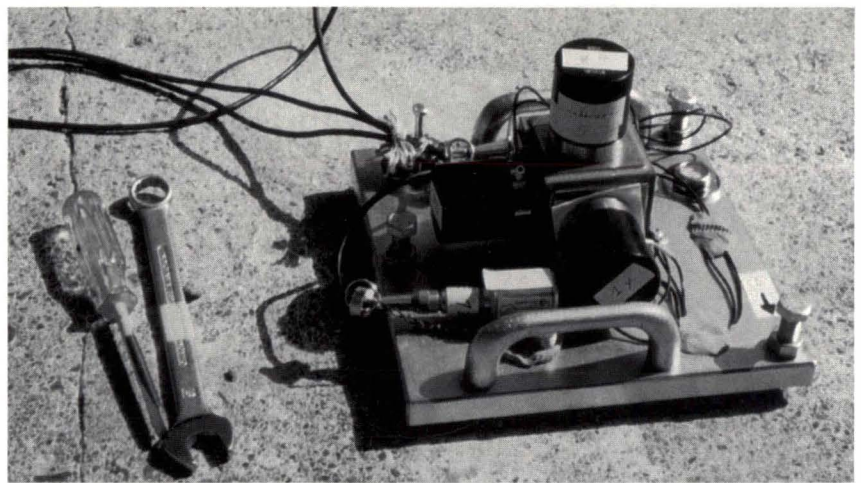


Fig. 5a)

Hz) erzeugt werden. Die in das Tragwerk eingeleitete, vertikale Kraft wird mit drei Kraftmessdosen in den Auflagepunkten des Schwingers gemessen.

Messung der Strukturreaktion

Die Anzahl Punkte für die Reaktionsmessung kann in weiten Grenzen variieren (z.B. 5...500). Wesentlich dabei ist, dass Information über eine Schwingungsform nur dort anfällt, wo gemessen wird. Im Prinzip genügt es, wenn neben der eingeleiteten Kraft die Tragwerksreaktion in einem einzigen Punkt simultan miterfasst wird. Optimal ist allerdings eine Anzahl Messpunkte von 4...12, so dass es möglich ist, auch eine komplizierte Struktur in einem bis zwei Tagen durchzumessen. Bei größeren Tragwerken ist es im allgemeinen notwendig, die Reaktion in jedem Messpunkt in drei Richtungen zu erfassen. Nur so erhält man ein korrektes Bild von den Schwingungsformen.

Für die Messung der erzeugten Tragwerkschwingungen wurden sechs Beschleunigungsaufnehmer Brüel & Kjær 8306 eingesetzt: Messbereich 1 g, Empfindlichkeit 10 V/g, Auflösung 10^{-6} m/s². Je drei von ihnen waren orthogonal zueinander auf einem Support befestigt, der seinerseits jeweils im Messpunkt fest mit dem Strukturbeton verschraubt wurde (Fig. 5). Insgesamt waren 142 Messpunkte über Fahrbahnplatte (106) und Bogen (36) verteilt (Fig. 6).



Fig. 5b)

Fig. 5: Dreidimensionaler Reaktionsmesspunkt. 5a) wie er auf der Fahrbahn eingesetzt wurde, 5b) am Bogen montiert.
Fig. 5: Three-dimensional response measurement point: 5a) as installed on the bridge deck, 5b) as fixed to the arch.

A 10 kN hydraulic cylinder with a 100 mm stroke and equipped with a 38 l/min servo valve forms the heart of the vibration generator. With steel plates fixed to the piston rod tip the moving mass adds up to 500 kg, the total vibrator mass being 2 t (Fig. 4). An air-cooled hydraulic power pack produces 40 l/min of oil with a 280 bar pressure. The electric energy required is delivered by a diesel aggregate with a power of at least 45 kW. A suitable electronic circuitry runs the piston in a displacement controlled manner. The maximum vertical force which can be produced with this vibration generator is ± 5 kN ($f \geq 2.3$ Hz). The force actually introduced into the structure is measured with three load cells installed in the three bearing points of the vibrator.

Signalerfassung und Auswertung

Für die Signalerfassung und -auswertung wurden ein achtkanaliger DIFA/SCADAS-Signal-Aufbereitungsteil, ein HP 1000/A700-Computer und Software von LMS, Leuven Measurements & Systems, Leuven, Belgien, eingesetzt. Die sieben simultan erfassten Signale (eine Kraft, sechs Beschleunigungen) wurden sofort in den Frequenzbereich transformiert, anschließend die sechs Frequenzgangfunktionen Reaktion/Kraft berechnet, gemittelt und auf den Harddisk abgelegt (Fig. 7).

Die aus den berechneten Frequenzgangfunktionen synthetisierte MIF (Modal Indicator Function, Fig. 8) zeigt, dass die Aarebrücke Aarburg im untersuchten Frequenzbereich elf Eigenschwingungen aufweist.

Bestimmung der modalen Parameter

Die Berechnung der modalen Parameter ergab für die ersten sieben Eigenschwingungen (Moden) der Brücke die folgenden Resultate:

Mode Nr.	Freq. [Hz]	Dämpfung [%]	Schwingungsform
1	3.06	0.89	1. antimetrische Biegung
2	3.36	1.13	2. globale Torsion
3	4.64	0.75	1. symmetrische Biegung
4	5.71	0.85	2. symmetrische Biegung
5	7.66	1.00	lokale Torsion

Structural response measurement

The number of points in which the structure's response is measured may vary significantly (e.g. 5...500). The important thing is that information on the natural vibration's mode shapes will be available for measured points of the structure only. Besides the force introduced it is basically sufficient to simultaneously acquire the structural response in one single measurement point. Experience however shows that the optimum number of points lies between 4 and 12. It is then possible to also investigate more complicated structures in one to two days. With large structures it is usually necessary to measure the structural response in the three orthogonal spatial directions in every measurement point. Otherwise, the picture of the structural behavior reflected through the natural vibration's mode shapes is not accurate.

Six accelerometers Brüel & Kjær 8306 were used to measure the structural response of the Aarburg bridge. These have a measurement range of ± 1 g, a sensitivity of 10 V/g and a resolution of 10^{-6}

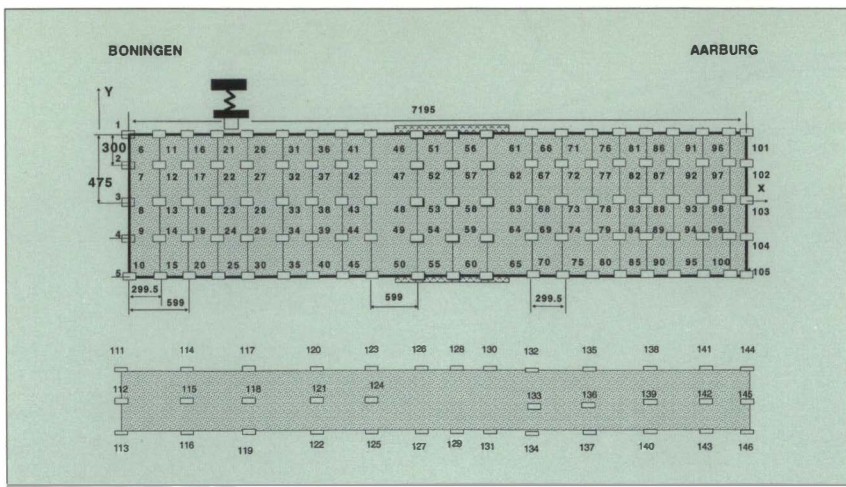


Fig. 6: Der Messpunkttraster; oben: auf der Fahrbahn, unten: auf dem Bogen. Der Schwinger war im Punkt 106, im Bereich des Vierecks Punkte 21/22/26/27 aufgestellt. Fig. 6: The measurement point grid; top: on the bridge deck, bottom: on the arch. The vibration generator was installed in point No. 106, i.e. in the region of the «block» defined by points No. 21/22/26/27.

Mode Nr.	Freq. [Hz]	Dämpfung [%]	Schwingungsform
6	8.79	1.01	2. globale Torsion
7	9.02	1.11	2. antimetrische Biegung

Die ersten beiden Eigenschwingungen weisen eine Frequenz auf, die im direkten Anregungsbereich durch dynamische Radlasten schwerer Fahrzeuge, $f \approx 3$ Hz, liegt. Diese Tatsache macht sich deutlich bemerkbar, wenn man die Brücke z.B. während der Durchfahrt eines Kies- oder Betontransporters als Fußgänger benützt.

Die Dämpfungswerte für die Eigenschwingungen liegen recht nahe beieinander und im Bereiches von der EMPA für Balkenbrücken in Stahl- und Spannbeton ermittelten langjährigen Mittelwertes $\zeta = 1\%$.

Finite Element Berechnungen

Eine erste FE-Berechnung wird vor den Versuchen durchgeführt. Sie dient als Basis für die Wahl von Messpunkttraster und Anregungspunkt(en). Das MSC/NASTRAN-Modell der Aarebrücke Aarburg setzte sich aus rund 200 vierseitigen Plattenele-

m/s². Every three of these accelerometers were fixed to a supporting device, such that the respective measurement direction was orthogonal to each other. Stiffness of the connection between structure and transducers was ensured by firmly screwing the supports to the bridge pavement or concrete (Fig. 5). The bridge response was acquired in a total of 142 measurement points, 106 and 36 of them distributed over the bridge deck and arch respectively (Fig. 6).

Signal acquisition and processing

The equipment used for on-site signal acquisition and processing consisted of an eight-channel DIFA/SCADAS front end, an HP 1000/A700-computer and software packages developed by LMS, Leuven Measurements & Systems, Leuven, Belgium. As a first step, the seven time signals simultaneously acquired (one input force and six acceleration response signals) were transformed into the frequency domain immediately. The six Frequency Response Functions response/force werde then calculated, averaged and stored on hard disk (Fig. 7).

The Modal Indicator Function, MIF, synthesized from all of the determined FRF's shows that the bridge on the river Aare at Aarburg exhibits eleven natural vibrations in the frequency band investigated (Fig. 8).

Modal parameter estimation

Determination, or, as the process is of an iterative and therefore not of a mathematically exact nature, estimation of the modal parameters yielded the following for the first seven natural vibrations (modes) of the bridge:

Mode No.	Freq. [Hz]	Damping [%]	Mode shape
1	3.06	0.89	first antimetric bending
2	3.36	1.13	first global torsion
3	4.64	0.75	first symmetric bending
4	5.71	0.85	second symmetric bending
5	7.66	1.00	local torsion
6	8.79	1.01	second global torsion
7	9.02	1.11	second antimetric bending

The frequency of the first two modes makes those directly susceptible to the action of the dynamic wheel loads exerted by heavy commercial vehicles with $f \approx 3$ Hz. This fact is easily noticeable when standing or walking on the walkways during the passage of a truck loaded with gravel or fresh concrete coming from the nearby plant.

The damping coefficients do not scatter very much and are all rather close to the average value $\zeta = 1\%$ determined by EMPA for a large number of beam-type reinforced and prestressed concrete highway bridges.

Fig. 7: Beispiel einer Frequenzgangfunktion. Fig. 7: Example of a Frequency Response Function, FRF.

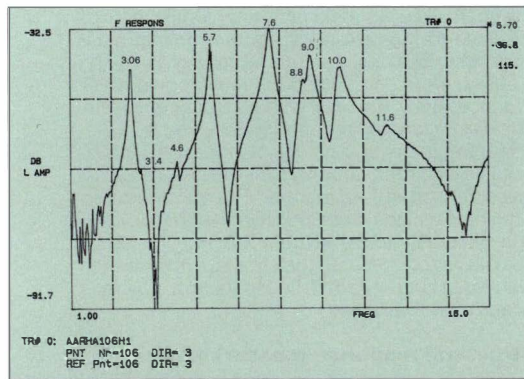
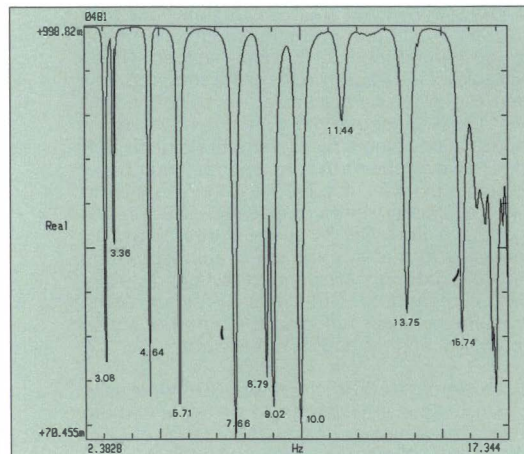
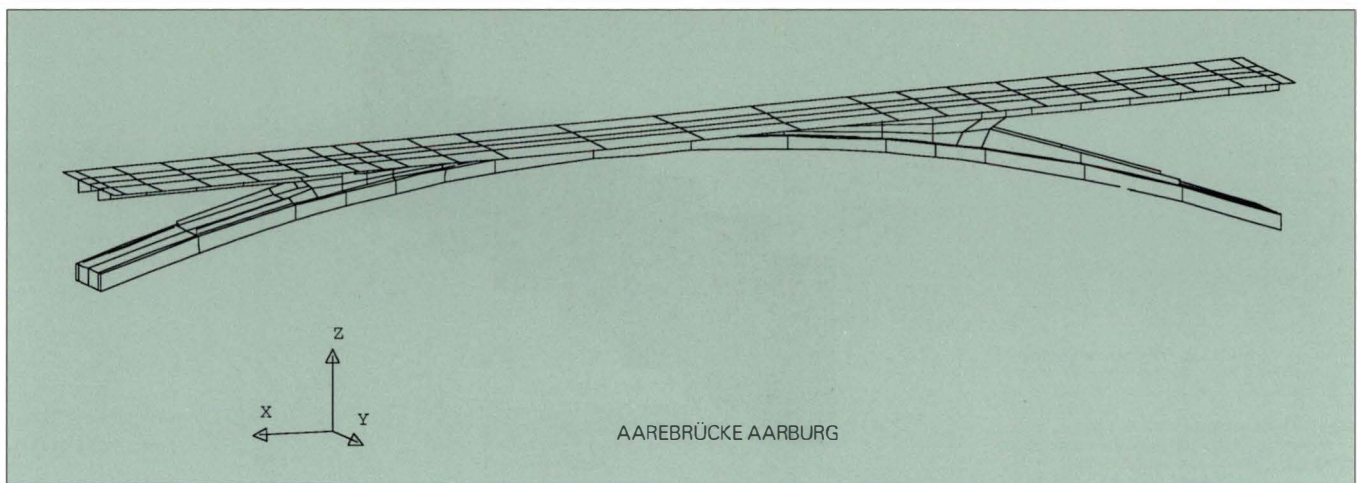


Fig. 8: Die Modal Indicator Funktion ist das zuverlässigste Mittel zur Beurteilung der Anzahl existierender Eigenschwingungen. Fig. 8: The Modal Indicator Function is the most reliable means to evaluate the number of physical natural modes existing in a structure.





menten zusammen. Es lieferte eine Grundfrequenz der Brücke von $f = 2.9 \dots 3.4$ Hz, je nach Wahl des E-Moduls des Betons.

Nach durchgeführter EMA wurde das FE-Modell verfeinert, so dass es schließlich 304 Platten- und Balkenelemente enthielt (Fig. 9). Zudem wurde die Elementgeometrie exakt an die tatsächlichen Verhältnisse bezüglich Lage der Messpunkte angepasst. Dies ist unumgänglich, wenn eine LINK-Analyse durchgeführt werden soll.

LINK

Dieses Programm von LMS, auf dem gleichen HP 382-Rechner installiert (Ersatz für den oben genannten HP 1000), wie die EMA- und MSC/NASTRAN-Pakete, vergleicht die Resultate der experimentellen und der analytischen Untersuchungen und gibt mittels der Sensitivitäts-Analyse Hinweise darauf, wo Masse und Steifigkeit des FE-Modells verändert werden sollen, damit eine optimale Wirkung erzielt wird. Das Resultat der entsprechenden Bemühungen, wo übrigens immer noch ein gewisses ingenieurmässiges Mitdenken des Operateurs erforderlich ist, wird in Form der MAC-Matrix grafisch dargestellt (Modal Assurance Criterion, Fig. 10). Ist das FE-Modell optimal auf die experimentellen Resultate abgestimmt, haben alle Diagonalelemente der MAC-Matrix die Höhe 1.0, alle anderen sind Null. Figur 11 zeigt den Vergleich von Frequenz und Form aus Experiment und optimiertem FE-Modell für einige Eigenschwingungen. Die Übereinstimmung kann als gut bezeichnet werden; dies gilt auch für die sechste Eigenschwingung, wo die MAC-Matrix auf nicht ganz optimale Verhältnisse hindeutet.

Anwendung des optimierten FE-Modelles

Zunächst wurde die Wirkung struktureller Änderungen wie z.B. einer Vergrößerung des Querschnittes der Fahrbahnträger untersucht. Es zeigte sich, dass sich das Verhalten der Brücke dadurch nicht grundlegend ändert: Alle Eigenschwingungen sind noch vorhanden, wenn auch mit leicht veränderter Frequenz. Für die Grundfrequenz ergaben sich für drei Verstärkungsvarianten Verschiebungen von $f = 3.06$ Hz nach $f = 3.14/3.18/3.26$ Hz. Damit bliebe die Brücke im Bereich der dynamischen Radlasten schwerer Fahrzeuge.

Dies könnte nur dadurch geändert werden, dass bei einem oder bei beiden Widerlagern die horizontalen Längsverschiebungen des Fahrbahnträgers verhindert würden. Damit würden die beiden ersten Eigenschwingungen der Brücke verschwinden und die Grundfrequenz stiege auf $f = 4.59/4.09/4.54$ Hz bei Blockierung beider bzw. von je einem der Widerlager. Die Unterbindung der Längsverschieblichkeit der Brücke wäre allerdings ein erheblicher Eingriff in die strukturellen Eigenschaften der Brücke. Allein die Zwängungskräfte aus üblicher Verkehrsbelastung beliefen sich auf ± 1 MN. Dieser Wert ergibt sich, wenn die

Finite element calculations

A preliminary FE-calculation is performed prior to the tests. This serves as the basis for the choice of the measurement point grid and vibration generator location(s). The MSC/NASTRAN-model of the bridge on the river Aare at Aarburg consisted of roughly 200 CQUAD4 quadrilateral plate elements. Depending on the choice of the concrete Young's modulus it yielded the fundamental natural frequency of the structure $f = 2.9 \dots 3.4$ Hz.

The FE-model was refined after having performed the EMA. It finally consisted of 304 plate and beam elements (Fig. 9). In addition the element geometry had to exactly be adapted to the position of the measurement points actually chosen during the tests. This is of crucial importance if the FE-model is to be updated on the basis of the EMA experimental results with applying the LINK procedure.

LINK

Installed on the same HP 382 computer (today replacing the abovementioned HP 1000) as the EMA and MSC/NASTRAN codes this software package by LMS compares the results of the experimental and analytical investigations and hence allows updating of the FE-model to optimally fit the experimentally achieved model. The Sensitivity Analysis routine gives indications where mass and/or structural stiffness should be changed to optimize the FE-model. However, the engineer can fortunately enough not be fully replaced by the computer: His judgement is very much sought after here. The result of the efforts is presented graphically in form of the so-called MAC-Matrix (Modal Assurance Criterion, Fig. 10). The FE-model being optimally updated all of the MAC-matrix diagonal elements are of height 1.0 while all other elements are of zero height. Figure 11 gives the comparison of frequency and mode shape for the first some natural vibrations as determined experimentally and as resulting from optimizing of the FE-model. Coincidence can be described as being good. This holds also true for the sixth mode where the MAC-matrix indicates some inconsistency.

Application of the optimized FE-model

The effect of structural modifications like an increase of the bridge deck girder cross section was investigated firstly. It was found that the bridge natural dynamic behavior is not fundamentally changed by modifications of this type. All natural vibrations still exist with an only slightly altered frequency. The fundamental natural frequency, as an example, changed from $f = 3.06$ Hz to $f = 3.14/3.18/3.26$ Hz for three different cases of structural modifications investigated. This frequency would hence keep staying in the region where susceptibility to the dynamic wheel loads of heavy commercial vehicles is significant.

Further investigations showed that this could only be changed by restricting the structure's mobility

Fig. 9: Verfeinertes FE-Modell.
Fig. 9: Refined FE-Model.

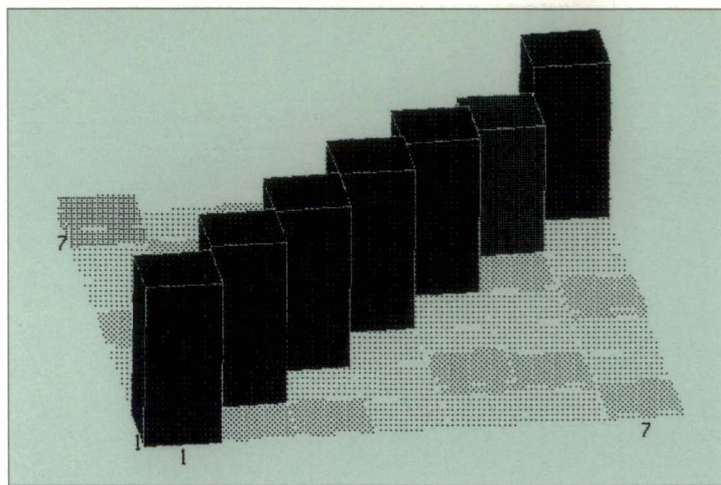


Fig. 10: MAC-Matrix für die sieben ersten Eigenschwingungen der Aarebrücke Aarburg; Extremwerte: 0.95 für Mode Nr. 4, 0.75 für Mode Nr. 6.
 Fig. 10: MAC-Matrix for the first seven natural vibrations of the bridge on the Aare river at Aarburg; extreme values are 0.95 for mode No. 4 and 0.75 for mode No. 6.

unter Verkehr gemessene, maximale Amplitude der horizontalen Längsverschiebung von ± 0.5 mm der Brücke bzw. ihrem optimierten FE-Modell aufgezwungen wird.

Im Moment, wo dieser Bericht verfasst wird, sind weitere Abklärungen im Gang. Dabei wird das optimierte FE-Modell der Brücke intensiv für statische Berechnungen eingesetzt.

in the horizontal longitudinal direction at the abutments of the bridge deck. The first two natural vibrations would then disappear and the fundamental bridge frequency would amount to $f = 4.59/4.09/4.54$ Hz for locking of this degree of freedom at both or at one of the abutments respectively. Suppression of the structure's mobility in the horizontal longitudinal direction would however be a severe incision into the bridge's structural properties. A corresponding analytical investigation making use of the optimized FE-model and taking into account the measured maximum value of ± 0.5 mm yielded that just suppressing the horizontal displacements induced by usual traffic would require a force of ± 1 MN.

Further investigations are undertaken while this report is written. The optimized FE-model is intensively used for static calculations there.

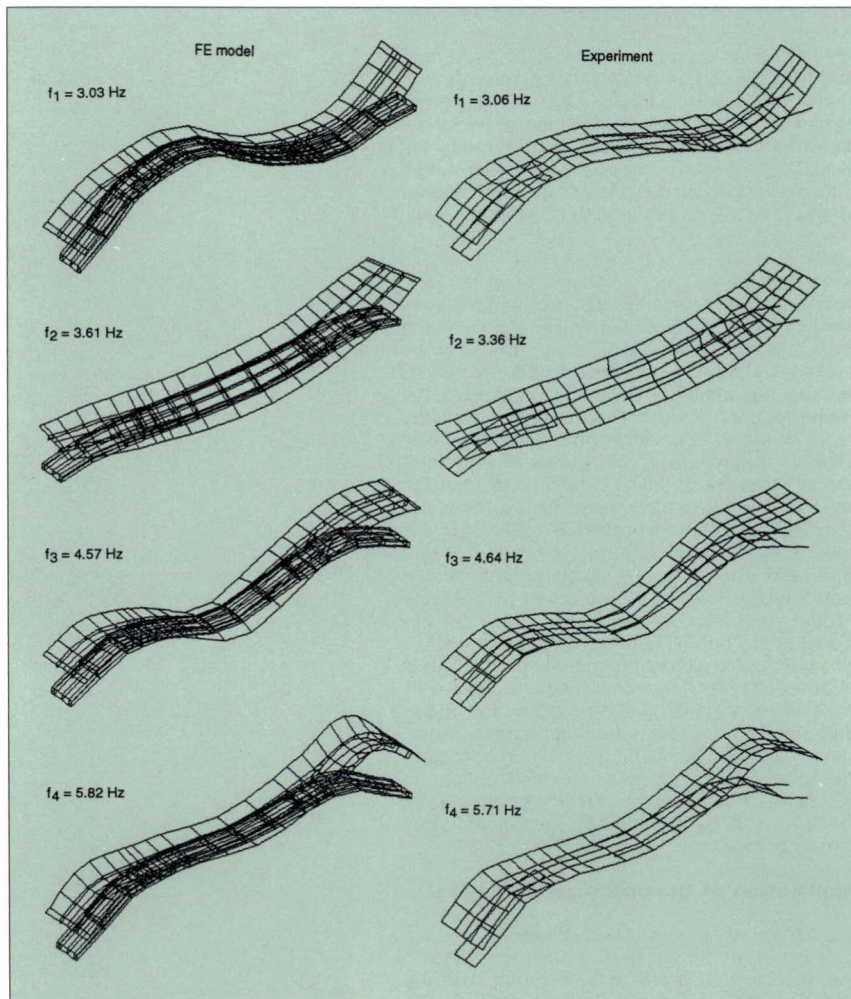


Fig. 11: Vergleich der gemessenen Eigenfrequenzen und -formen mit den Resultaten des optimierten FE-Modelles.
 Fig. 11: Comparison of the measured natural frequencies and mode shapes with the optimized Finite Element model results.

Literatur/References

- [1] Cantieni, R., Pietrzko, S.: «Modal Testing of a Wooden Footbridge Using Random Excitation», Proc. Xlth International Modal Analysis Conference, Kissimmee, Florida, U.S.A. (1993), Vol 2, pp. 1230-1237.
- [2] Cantieni, R., Pietrzko, S., Deger, Y., «Modalanalyse einer Schwergewichtsmauer - Vergleich von Messung und Rechnung», D-A-CH-Tagung (Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik), Weimar, 29./30.9.1993 (Proc. im Druck).
- [3] Pietrzko, S., Cantieni, R., «Modal Testing of a Gravity Dam - Influence of the Exciter Placement on the Quality of the Modal Parameters Identified», Proc. XIIth International Modal Analysis Conference, Honolulu (1994), to be published.
- [4] Bill, M., «Robert Maillart, Bridges and Constructions», Les Editions d'architecture Artemis Zürich, 3rd edition (1969).

Zerstörungsfreie Erfassung der Korrosion der Bewehrung

Non-destructive Monitoring of Rebar Corrosion

Dr. Bernhard Elsener, dipl. Ing. ETH
 und Prof. Dr. Hans Böhni,
 dipl. Chem. ETH/SIA

Institut für Werkstoffchemie
 und Korrosion, ETH Zürich,
 8093 Zürich

1. Problemstellung

Schwere, die Tragsicherheit beeinträchtigende Schäden an Stahlbetontragwerken entstehen durch Korrosion der Bewehrung. Die oft sehr hohen Chloridkonzentrationen im Überdeckungs-beton führen zur Depassivierung, d.h. der lokalen Zerstörung der schützenden Passivschicht der Bewehrung, und stellen auch in ansonsten guter Bausubstanz ein grosses Korrosionsrisiko dar. Korrosion tritt aber erst auf, wenn gleichzeitig Feuchtigkeit und Sauerstoff an der Stahloberfläche vorliegen. Sowohl der Zeitpunkt der Depassivierung als auch der weitere Verlauf des Korrosionsvorgangs hängt stark von der Art der Feuchtigkeitseinwirkung, den mikroklimatischen Verhältnissen sowie der Dicke und Dichte der Betonüberdeckung ab. Ausgeprägte Korrosionsangriffe treten dann auf, wenn wechselnd Feuchtigkeit und Sauerstoff an die Bewehrung zutreten kann (Abb. 1), typisch in Spritzwasserzonen oder in Wasserwechselbereichen. Massnahmen, welche den Wassergehalt des Betons stabilisieren, erniedrigen die Korrosionsgefahr. Charakteristisch für Korrosionsangriffe an Stahlbetonbauwerken ist das Nebeneinander von passiver und korrodierender Bewehrung (Abb. 2), es entsteht ein kurzgeschlossenes Makroelement, in dem der Korrosionsstrom I_{kor} fliesst.

1. The Problem

Korrosion of the rebars is the main cause of damage and early failure of reinforced concrete structures. High chloride concentrations in the concrete cover result in depassivation, the localized disruption of the protective passive film of the rebars. This situation represents a high corrosion risk in otherwise sound structures, corrosion attack becomes possible in the presence of oxygen and humidity on the steel surface. The time of depassivation as well as the further corrosion process strongly depend on the moisture content, the micro-climatic conditions and the quality and thickness of the cover concrete. Severe corrosion attack usually occur when alternating drying/wetting cycles take place (Fig. 1), typically in the splash zone of a structure. Stabilizing the concrete moisture content reduces the corrosion risk. A characteristic feature for the corrosion of steel in concrete is the development of macrocells (Fig. 2). The coexistence of passive and corroding areas on the same rebar form a short circuited galvanic element with a corrosion current flow I_{corr} .

A precise theoretical prediction of the corrosion process is possible only for special cases. Maintenance and planning of the restoration of reinforced concrete structures as well as quality control

Fig. 1: Zusammenwirken der Korrosionsparameter Chlorid, Sauerstoff und Feuchtigkeit. Fig. 1: Schematic view of the interaction of chloride, oxygen and moisture content of the concrete showing area with highest corrosion risk

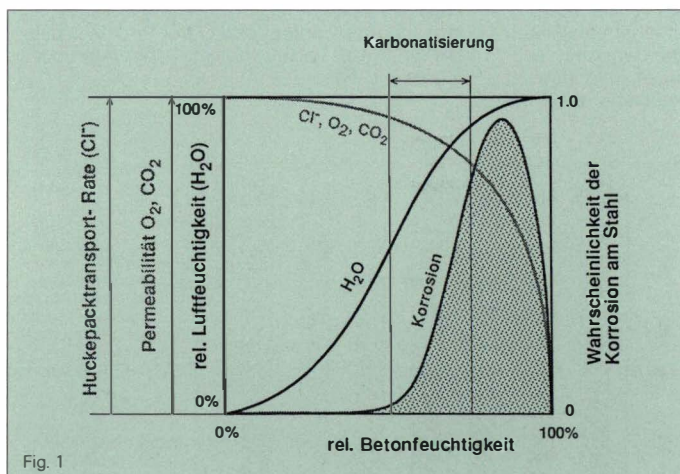


Fig. 1

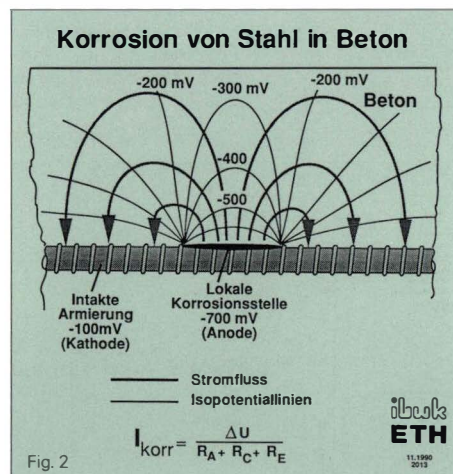


Fig. 2

Da eine zuverlässige theoretische Voraussage des Korrosionsfortschritts nur in Ausnahmefällen möglich ist, setzen Unterhalt sowie Planung und Ausführung von Instandsetzungsmassnahmen von Kunstbauten eine genaue Zustandsermittlung voraus. Grösste Bedeutung – auch von der Kostenseite her – erlangt dabei die möglichst rasche, flächendeckende und zerstörungsfreie Erfassung des Korrosionszustands der Bewehrung. Eine weitergehende Quantifizierung des Korrosionsangriffs im Sinne einer momentanen Korrosionsgeschwindigkeit stellt erheblich mehr Probleme, erfolgversprechende Ansätze mit der Anwendung

needs a rapid, non-destructive inspection technique that detects corrosion of the rebars at an early stage and defines adequately which areas require repair. The location of corroding zones is a comparably simple task, on site corrosion rate measurements are of great practical interest and of fundamental research concern.

2. Location of corroding zones – Potential mapping

The electric field coupled with the corrosion current (Fig. 2) can be measured experimentally at the

Fig. 2: Lokaler Korrosionsangriff an Bewehrungsstahl im Beton; Makroelementbildung und elektrisches Feld (schematisch). Fig. 2: Schematic view of the electric field and current flow of an active/passive macrocell on steel in concrete.

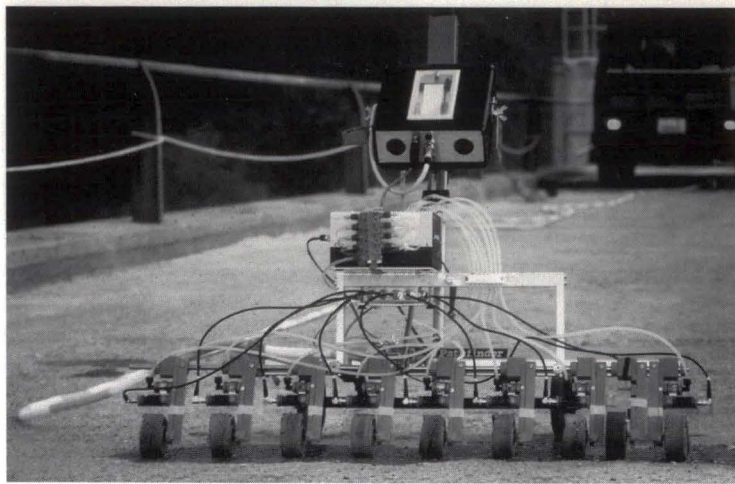


Fig. 3

Fig. 3: Messsystem für Potentialfeldmessungen mit acht Radelektroden im praktischen Einsatz (Entwicklung Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion ETH Zürich).
Fig. 3: Novel eight wheel electrode for potential mapping developed at the IBWK (Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich).

der neuen galvanostatischen Pulstechnik sind vorhanden.

2. Lokalisierung korrodierender Bereiche - Potentialmessung

Das mit dem Korrosionsstrom gekoppelte elektrische Feld im Beton (Abb. 2) kann an der Betonoberfläche experimentell erfasst werden - man misst das Potentialfeld, welches die zerstörungsfreie Lokalisierung korrodierender Bewehrung an den Bereichen mit stark negativen Potentialen erlaubt [1 - 3]. Zur Messung werden eine oder mehrere mobile Referenzelektroden (in der Praxis meist Cu/CuSO₄ Elektroden) und ein hochohmiges Potentialmessgerät, eingesetzt. Um das Ausmessengrosser Flächen bei Brückenplatten, Wänden oder auch Untersichten zu beschleunigen, wurde am IBWK im Rahmen des Forschungsprojekts ein Messsystem entwickelt, welches den Kontakt zum Beton über acht stets feucht gehaltene Radelektroden herstellt (Abb. 3). Damit können bis zu 300 m² Betonfläche pro Stunde mit einem Messraster von 15 cm ausgemessen werden. Die computerunterstützte Datenerfassung und Auswertung (Abb. 4) ermöglichen zudem eine rasche Darstellung des Potentialfelds (Farbgrafik der einzelnen Messwerte) bereits auf der Baustelle.

Theoretische Überlegungen und die praktische Erfahrung zeigen [1 - 3, 4], dass bei der Interpretation der Messdaten nicht mit einem absoluten Potentialkriterium gearbeitet werden kann, sondern dass je nach Betonfeuchtigkeit, Chloridgehalt und Überdeckung andere Potentialbereiche auf

concrete surface, resulting in equipotential lines (potential field) that allow the location of corroding zones at the most negative values [1 - 3]. Its use and interpretation are described in the ASTM Standard Test Method for Half Cell Potentials of Reinforcing Steel in Concrete C876-91. The procedure for measuring half-cell potentials is comparatively straightforward: a good electrical connection is made to the reinforcement, an external reference electrode (copper/copper sulfate, CSE) placed on the concrete surface and potential readings are taken on a regular grid on the surface. To facilitate the potential survey of large bridge decks, walls, or parking decks, the IBWK (Institute of Materials Chemistry and Corrosion, Swiss Federal Institute of Technology) developed a novel eightwheel electrode measuring system that allows a survey of 300 m² per hour with grid dimensions of 15 cm using computer-assisted data acquisition and processing (Fig. 3). The optimum way of representing the data has been found to be a colour map of the potential field, where every individual point can be identified.

Theoretical considerations and practical experience show [1 - 3, 4] that the results of potential mapping need careful interpretation. It becomes obvious that absolute potential values for assessing the corrosion hazard in a structure are not applicable, depending on concrete moisture content, chloride content and cover thickness different potential values indicate corrosion of the rebars (Fig. 5).

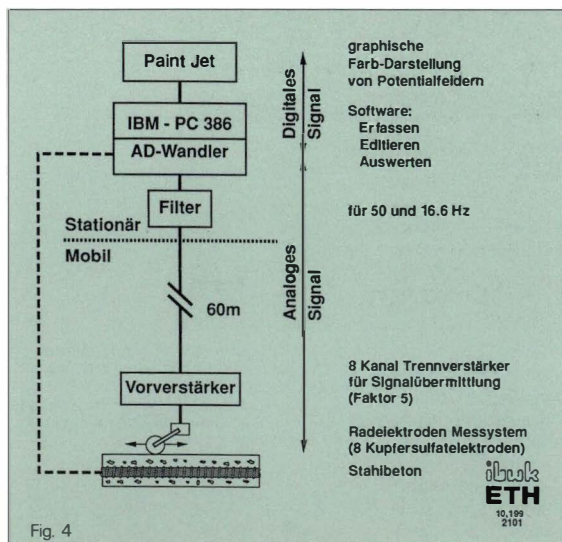


Fig. 4

Fig. 4: Messanordnung, Datenerfassung und Datenauswertung bei der Potentialfeldmessung.
Fig. 4: Computer assisted data acquisition and interpretation for potential mapping.

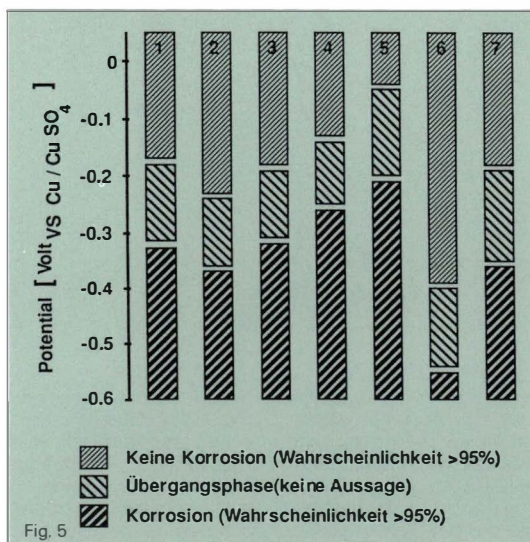


Fig. 5

Fig. 5: Potentialgrenzwerte für korrodierende und passive Bewehrung ermittelt an verschiedenen Bauwerken im Vergleich mit dem ASTM Standard Fig. 5: Experimentally determined potential range indicating active corrosion on different bridge decks compared to the ASTM C 876-91 standard.

- 1 Cugnetobelbrücke
- 2 San Bernardino Tunnel
- 3 Rheinbrücke Tamins
- 4 Caslertobelbrücke
- 5 Brücke Morbio
- 6 Pfeiler in Meerwasser
- 7 ASTM Standard C876-87

Korrosionsreaktionen an der Bewehrung hindeuten (Abb. 5). Die Verwendung eines computerunterstützten Messsystems erlaubt es, die grosse Zahl anfallender Messwerte auch statistisch auszuwerten. In Abbildung 6 sind die Summenhäufigkeitskurven der Potentialwerte verschiedener Fahrbahnplatten dargestellt. Das Vorliegen von jeweils zwei Verteilungen mit unterschiedlicher Steigung ermöglicht es zunächst, qualitativ zwischen korrodierenden und intakten passiven Bereichen zu unterscheiden [5]. Die generelle Lage der Verteilungen auf der Potentialachse hängt stark von den Feuchtigkeitsverhältnissen im Beton ab. Im Falle «San Bernardino» zeigt sich zudem ein starker Unterschied in der Feuchtigkeit der korrodierenden (Fugen)bereiche und der intakten Platten. Das Ausmass der korrodierenden Bereiche kann auch bei einer Vergrösserung des Messraster bis auf 75 - 100 cm genügend genau bestimmt werden. Dies ist vor allem bei der Anwendung der Potentialmessung in der Projektierungsphase von Sanierungen von grosser praktischer Bedeutung [4, 5].

Die Potentialmessung kann bei der Überwachung, der Zustandsaufnahme von Bauwerken sowie der Planung und Ausführung von Erhaltungsmaßnahmen wie auch zur Erfolgskontrolle von Instandsetzungsmaßnahmen eingesetzt werden. Sie hat im Vergleich zu andern Untersuchungsverfahren den Vorteil, dass sie bei geeignetem Messraster eine flächendeckende Aussage erlaubt und praktisch zerstörungsfrei ist. Sie sollte daher vor zerstörenden Untersuchungsverfahren, am besten direkt nach der visuellen Inspektion, eingesetzt werden: das Öffnen von Sondierschlitzen und die Entnahme von Bohrkernen z.B. zur Chloridbestimmung können nach einer Potentialmessung sehr gezielt vorgenommen werden. Dieses Vorgehen erlaubt eine besser abgestützte Aussage über den Zustand der Bewehrung und die Ursachen der Korrosion, gleichzeitig kann aus dem Potentialfeld auch auf die Chloridverteilung geschlossen werden [4, 5].

3. Korrosionsgeschwindigkeit – galvanostatische Impulsmessung

Ein einzelner Potentialwert von Stahl in Beton kann nicht a priori einem Korrosionszustand der Bewehrung zugeordnet werden, die die Feuchtigkeit des Betons, der Chloridgehalt und der Sauerstoffzutritt zur Bewehrung die Potentiale beeinflussen. Die galvanostatische Pulsmessung ermöglicht demgegenüber, rasch und zerstörungsfrei zu entscheiden, in welchem Zustand die Bewehrung vorliegt. Weiter werden der elektrische Betonwiderstand und – nach detaillierter Auswertung – die momentane Korrosionsgeschwindigkeit am Ort der Messung erfasst.

Bei der galvanostatischen Impulsmessung [2, 5] wird der Bewehrung über einen kleinen, auf der Betonoberfläche aufgesetzten, Messkopf (mit Bezugs- und Gegenelektrode) kurzzeitig ein kleiner, konstanter Strom aufgeprägt und mit einem schnellen Datenerfassungsgerät (meist ein Com-

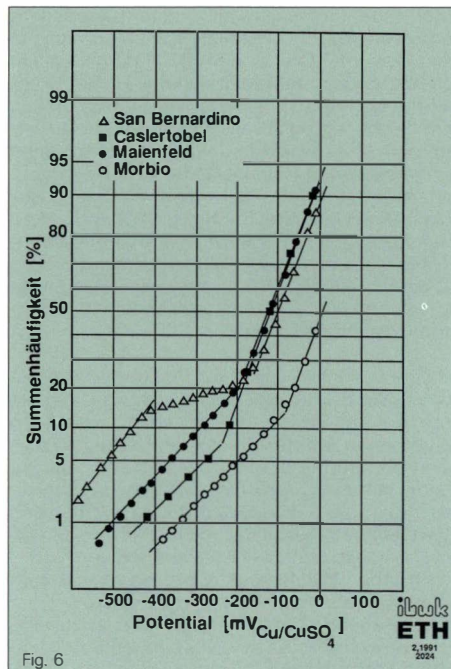


Fig. 6: Summenhäufigkeit der Potentialwerte für verschiedene Brückenplatten.
Fig. 6: Cumulative frequency distribution of potential values measured on different bridge decks. Note the huge effect of humidity change (corroding zones = wet, passive zones = dry) in the example San Bernardino.

One of the main advantages of using a computerized data acquisition in the potential mapping technique is that the very large number of potential readings taken on a bridge deck or a wall can be treated statistically. Figure 6 shows the cumulative probability plots of the potential readings for different bridge decks. The two slopes indicate the distribution of actively corroding and passive steel [5]. The position of the plots on the potential axis depends on the moisture content of the concrete. The example «San Bernardino» shows a huge difference in the moisture content of the corroding joints and the passive zones. The information on the degree of damage and the location of large corroding zones is still maintained at large grid size of 75 - 100 cm. This is especially important for potential measurements in the project phase of a restoration [4, 5].

The potential mapping technique has provided a very useful, non-destructive means of delineating areas of corrosion in the project phase as well as during restoration work. It is an early warning system that can assess the magnitude of the problem of corrosion and can be used to control the effectiveness of a restoration. Potential surveys should be performed already in the project phase of a restoration work immediately after the visual inspection and prior to destructive inspection techniques (cores for chloride analysis). Resistivity or corrosion rate measurements can be performed at the most representative points of the potential field.

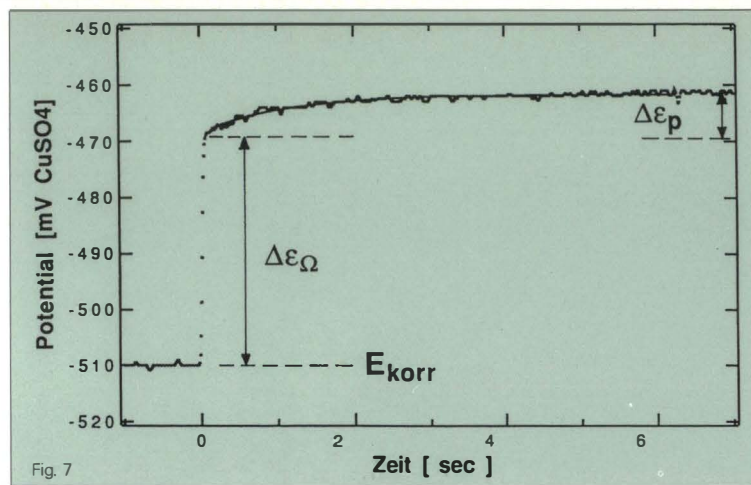


Fig. 7: Potentialantwort auf einen galvanostatischen Puls (0.1 mA) gemessen an einem Bauwerk.

Fig. 7: Galvanostatic pulse transient measured at 0.2 m height on a heavily chloride contaminated wall, current $I_{app} = 0.1$ mA.

puter) die resultierende Potentialänderung gemessen (Abb. 7). Die theoretischen Grundlagen des Messverfahrens sind in [6, 7] dargelegt. Ein korrodierenden Stahl zeigt nur eine kleine Potentialveränderung $\Delta\epsilon_p$, ein passiver Stahl hingegen wird leicht zu positiven Potentialen polarisiert (grössere Potentialänderung). Die Extrapolation der gemessenen Potentialänderung zu sehr langen Zeiten ($t \rightarrow \infty$) erlaubt die Berechnung des Polarisationswiderstands R_p [in Ω], aus dem Potentialsprung zu Beginn des Stromimpulses ($t = 0$) lässt sich der ohmsche Widerstand des Betons $R\Omega$ berechnen. Der Polarisationswiderstand ist in erster Näherung umgekehrt proportional zur Korrosionsgeschwindigkeit.

In Laborversuchen an kleinen Prüfkörpern (homogene Stromverteilung) konnte gezeigt werden, dass die mit Puls- und Impedanzmessungen gemessenen Werte für den ohmschen Widerstand und den Polarisationswiderstand sehr gut übereinstimmen [7, 8]. Eine Pulsmessung kann in weniger als 30 Sekunden ausgeführt werden und liefert folgende Resultate:

- Korrosionspotential der Bewehrung
- ohmscher Widerstand $R\Omega$ (proportional zum Betonwiderstand)
- Polarisationswiderstand R_p (Korrosionszustand der Bewehrung, nach weitergehender Auswertung Korrosionsgeschwindigkeit)

Fig. 8: Stromverteilung bei Messungen mit einer kleinen Gegenelektrode ($d = 14$ cm) für homogen passive und aktive Bewehrung in trockenem und feuchtem Beton, gerechnet mit Netzwerkmodell. $I = 50 \mu A$, Überdeckung 3 cm

Fig. 8: Current distribution from a small counter electrode (calculated with the electrical network) for active and passive rebars in dry and wet concrete. $I = 50 \mu A$, cover 3 cm.

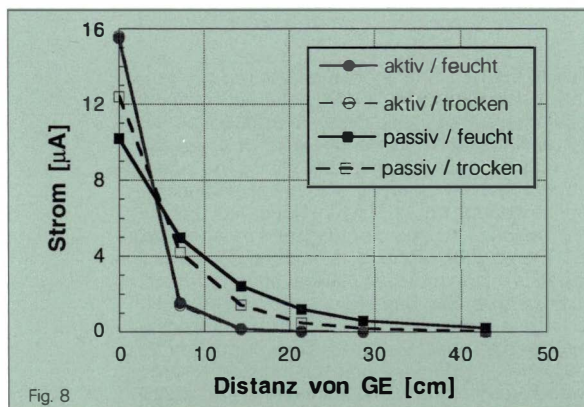


Fig. 8

Bei der Anwendung in Feldmessungen wird mit der kleinen Gegenelektrode (Messkopf) auf der Betonoberfläche eine zunächst unbekannte Bewehrungsfläche im Bauteil ausgemessen. Erste Simulationsrechnungen [7, 8] mit einem nicht-stationären Modell zeigen, dass die Stromausbreitung vom Bewehrungszustand (korrodierend oder passiv), der Betonleitfähigkeit und der Betonüberdeckung abhängt (Abb. 8). Aktiv korrodierende Bereiche inmitten von passiven Bewehrungen (typischer Fall in der Praxis) fokussieren die Stromlinien. Die korrodierende Fläche lässt sich über eine Variation der Gegenelektrodenfläche und/oder über die detaillierte Auswertung des Potentialverlaufs mit zwei Zeitkonstanten zumindest abschätzen. Entsprechende Forschungsarbeiten sind im Gange.

3. Corrosion Rate – Galvanostatic Pulse Measurements

A single potential value can not always be interpreted in a straightforward manner: negative potentials may occur due to polarization effects or due to lack of oxygen in very wet, dense or polymer-modified concrete and may thus lead to misinterpretations. The galvanostatic pulse method is a rapid, non-destructive technique to overcome these difficulties and to obtain unambiguous information on the corrosion state of the rebars with a single measurement. In addition, the resistivity of the concrete and – after further evaluation – the corrosion rate at the point of measurement are determined.

A short-time anodic current pulse (typically eight seconds) is imposed galvanostatically on to the reinforcement from a small counter electrode ($d = 14$ cm) on the concrete surface and the resulting change in potential (Fig. 7) is monitored by A/D converter of a PC. The theoretical basis of the technique is given in [6, 7]. A corroding steel shows only small potential changes $\Delta\epsilon_p$, a passive steel can be polarized easily to positive potentials (large $\Delta\epsilon_p$). From the extrapolation of the measured potential change to infinity the polarization resistance R_p can be determined. From the potential jump at $t = 0$ the ohmic resistance $R\Omega$ is calculated. The polarization resistance is to a first approximation inversely proportional to the corrosion rate.

Laboratory experiments on small samples (lollipops) with homogenous current distribution have shown a good agreement with the results of impedance spectroscopy (EIS) for the values of $R\Omega$ and R_p [7, 8]. A galvanostatic pulse measurement permits to obtain within 30 seconds the following results:

- corrosion potential of the rebar
- ohmic resistance $R\Omega$ (proportional to the concrete resistivity)
- polarization resistance R_p (corrosion state of the rebar, after further evaluation inversely proportional to the corrosion rate)

In field applications the small counter electrode put on the concrete surface polarizes an unknown rebar area. First calculations with a non-stationary model [7, 8] have shown that the current spread-out depends on the corrosion state of the rebars (active or passive), the concrete resistivity and the cover thickness (Fig. 8). Actively corroding zones within passive rebars (typical case in practice) focus the current lines. The corroding area may be estimated by variation of the counter electrode size and/or a more detailed analysis of the potential – time curve. Such researchwork is in progress.

4. Zusammenfassung

Für den Unterhalt sowie für die wirtschaftliche Planung und Ausführung von Sanierungsmassnahmen von Kunstbauten ist eine genaue Zustandsermittlung, welche rasch, zerstörungsfrei und flächendeckend den Korrosionszustand der Bewehrung erfasst, unerlässlich.

Die im Rahmen des Forschungsprojekts entwickelte Potentialmessung ist heute für diese Aufgabe Stand der Technik. Die Messungen sollten bei einer Zustandserfassung direkt nach einer visuellen Kontrolle und vor zerstörenden Untersuchungstechniken eingesetzt werden. Qualifizierte Anbieter mit Erfahrung sowie entsprechende Richtlinien (SIA 2006) sichern eine fachgerechte Durchführung und Interpretation.

Die galvanostatische Impulsmessung liefert rasch und zerstörungsfrei wichtige Informationen wie den Betonwiderstand und – unabhängig vom Korrosionspotential – den Korrosionszustand der Bewehrung. Diese Messtechnik wird in Zukunft die Potentialpunktmessung ablösen bzw. ergänzen. Eine weiterführende Auswertung der Puls-messdaten mit einem mathematischen Modell für die Stromausbreitung soll eine Aussage über die Korrosionsgeschwindigkeit am Ort und zum Zeitpunkt der Messung ermöglichen.

Dank

Die Forschungsstelle dankt dem Bundesamt für Strassenbau und der Stiftung des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten für die Unterstützung dieser Arbeiten.

4. Summary

Rational repair/rehabilitation/replacement strategies for reinforced concrete structures require a precise, rapid and non-destructive technique to get reliable information on the corrosion conditions and the rate of deterioration of the rebars.

Computer assisted potential mapping developed in this research project is today state of the art. Potential surveys should be performed already in the project phase of a restoration work immediately after the visual inspection and prior to destructive inspection techniques (cores). Qualified engineers and guidelines for the application of potential surveys (Swiss SIA 2006) ensure a high standard of the work and correct interpretation.

Galvanostatic pulse measurements provide in a rapid and non-destructive way important information on the concrete resistivity and on the corrosion state of the rebars in concrete when potential measurements are uncertain. A further evaluation of the data with a mathematical model for the current distribution may allow a quantification of the instantaneous corrosion rate at the point of measurement.

Acknowledgements

This work was financially supported by the Swiss Federal Highway Administration and the research foundation of the VSZKGF (Verein Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten).

Literaturhinweise/References

- [1] Elsener B., Müller S., Suter M. und Böhni H: Corrosion monitoring of steel in concrete – theory and practice. Corrosion of Reinforcement in Concrete, Page, Treadaway and Bamforth eds. Elsevier Applied Science London (1990) S. 348–357
- [2] B. Elsener and H. Böhni, Potential mapping and corrosion of steel in concrete in «Corrosion rate of steel in concrete», ASTM STP 1065, N.S. Berke, V. Chaker, D. Whiting eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia (1990) p. 143–156
- [3] B. Elsener und H. Böhni, Schweizer Ingenieur und Architekt, 105 (1987) 528
- [4] Hunkeler F., Bauwerksinspektion mittels Potentialmessung, Schweizer Ingenieur und Architekt, 109 (1991) 272
- [5] B. Elsener and H. Böhni, Electrochemical Methods for the Inspection of Reinforcement Corrosion in Concrete Structures – Field Experience, Material Science Forum 111/112 (1992) p. 635–646
- [6] C.J. Newton, J.M. Sykes, Corrosion Science 28 (1988) 1051
- [7] B. Elsener, H. Wojtas and H. Böhni, Proc. Int. Corrosion Congress ICC, NACE Houston (1993) Vol. 5 p. 3260–3270
- [8] B. Elsener, H. Wojtas and H. Böhni, Galvanostatic Pulse Measurements Rapid on Site Corrosion Monitoring, to be published Int. Conf. Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Sheffield UK (1994)

Généralisation de la méthode de balancement des charges

Generalization of the load balancing method

Prof. Renaud Favre, ing. civil dipl.
EPF/SIA et
Dr. Ian Markey, ing. civil dipl. EPF
EPFL, DGC-IBAP
EPFL - Ecublens
1015 Lausanne

1. Introduction

Les déformations excessives de certains ponts routiers en béton représentent actuellement un problème important pour lequel des explications et des remèdes ne sont pas toujours évidents. Ces déformations, souvent non-stabilisées, mettent rarement en question la sécurité structurale de l'ouvrage. Cependant, elles nuisent à l'esthétique du pont, diminuent le confort de roulement, engendrent des chocs aux joints et empêchent parfois l'évacuation des eaux pluviales. En bref, la qualité de l'ouvrage est diminuée.

Etant à la fois impliqué dans les essais de charge des ponts, dans l'auscultation et le renforcement des ouvrages et dans divers travaux de recherche, nous avons ressenti un vrai besoin de donner aux ingénieurs de la pratique des critères de dimensionnement afin de limiter les déformations à long terme d'une structure en béton. Pour cela, nous allons d'abord rappeler la méthode du balancement des charges qui est un outil de dimensionnement simple et puissant. Ensuite, nous compléterons et généraliserons cette méthode par l'introduction de l'influence de la fissuration, de l'armature et des effets différés. Finalement, nous établirons des critères pour limiter les déformations des ponts routiers en béton précontraint.

2. Balancement des charges

Rappelons que le degré de balancement (b) de la précontrainte est le rapport entre la charge équivalente due à la courbure du câble (u) et la charge permanente de l'ouvrage (g): $b = u/g$ où $u = (8 f P)/\ell^2$, f étant la flèche du câble, P la force de précontrainte et ℓ la portée.

Pour mettre en évidence la simplicité et la force de cette méthode, nous prenons l'exemple d'un ouvrage récemment construit à Genève. Il s'agit de deux ponts jumelés permettant le franchissement de l'autoroute, dont les appuis sont fortement biais (voir Fig. 1). Le système statique est relativement compliqué et le problème majeur qui se posait était le choix judicieux du tracé des câbles de précontrainte. Les ingénieurs projeteurs (bureau TGW, Genève) ont admis $b = 1$, $P = \text{const.}$ et g réparti à part égale sur chaque âme des caissons. Le tracé des câbles dans chaque âme fut donc

admis selon la relation $u = \frac{g}{2} = \frac{8f_{i,k}P}{\ell_{i,k}^2} = \text{constant}$

d'où $\frac{f_{i,k}}{\ell_{i,k}^2} = \text{const.}$ Les calculs finaux ont confirmé

que sous g et P , la structure n'était pratiquement sollicitée que par un effort normal $N = P$, les moments de flexion et de torsion étant presque nuls.

Pour ce cas, la méthode de balancement des charges a fourni une solution simple pour une géométrie relativement complexe. Mais il faut être conscient que très souvent, même pour une géométrie de l'ouvrage simple, le tracé des câbles

1. Introduction

The excessive deflexion of certain concrete highway bridges is a problem currently faced by many engineers. This phenomenon is both difficult to explain and hard to remedy. These deflexions, which do not appear to stabilise in the course of time, rarely create a problem at the ultimate limit state. They do, however, mar the aesthetics of the bridge, reduce the riding comfort of the road, cause impact loads at the expansion joints and frequently impede the drainage of surface water from the deck. All in all, the quality of the bridge is decreased.

Being involved with load testing of bridges, inspection and reinforcement of structures and numerous research projects, the authors felt that there was a real need to give practising engineers some design criteria in order to limit the long-term deformations of a concrete structure. In order to achieve this, we initially recall the load balancing method which is a simple and powerful design tool. This method is then completed and generalized by including the influence of reinforcing and prestressing steel, cracking and time dependent effects. Finally, design criteria are established to limit the deformation of prestressed concrete road bridges.

2. Load balancing

The degree of load balancing (b) by prestressing is the ratio of the equivalent load due to the curvature of the cable (u) to the permanent load of the structure (g): $b = u/g$ where $u = (8 f P)/\ell^2$, f is the sag of the parabolic cable, P the prestressing force and ℓ the span.

To demonstrate the simplicity and strength of this method, we take the case of a recently constructed bridge in Geneva. The structure is in fact two twin bridges crossing over a highway with very oblique supports (see Fig. 1). The structural system is rather complicated and the major problem was the choice of the prestressing cable profile. The design engineers (TGW consultants, Geneva) made the following assumptions: $b = 1$, $P = \text{constant}$ and g equally divided between each web of the box-girder. The cable profile was thus defined

by the following relationship: $u = \frac{g}{2} = \frac{8f_{i,k}P}{\ell_{i,k}^2} = \text{constant}$

stant, thus $\frac{f_{i,k}}{\ell_{i,k}^2} = \text{const.}$ The final calculations con-

firmed that due to the effects of g and P , the structure was almost only acted upon by a normal force $N = P$ and that the torsion and bending moments were close to zero.

In this example, the load balancing method furnished a simple answer for a structure with a relatively complicated geometry. However, this is not always the case and very frequently, even for a structure with a straightforward geometry, the cable profile can be far more complicated. Conti-

est beaucoup plus compliqué. Les câbles cha-peaux, les câbles rectilignes, le nombre variable de câbles, l'inertie variable de la structure etc. sont tous des éléments empêchant une appréciation aisée des déformations à l'aide de raisonnement de balancement des charges. Celui-ci ne fait pas intervenir l'influence de l'effort normal N sur les courbures, donc sur les flèches. Si b est petit voire nul (p. ex. dans les ponts poussés) mais N est grand, il n'y aura pas de fissuration. Par contre si $b = 1$ et N est petit, il peut y avoir une fissuration non négligeable due à des phénomènes irréversibles provenant des effets climatiques et des charges utiles. Ceci peut être modélisé par une résistance à la traction du béton diminuée, voir nulle. Quoiqu'en soit la notion de balancer les charges permanentes de la structure est bonne, les raisons ci-dessus nous amènent à la conclusion que la méthode du balancement et trop simpliste et pas assez générale comme critère unique pour limiter les déformations à long terme d'un pont en béton.

3. Modèle d'analyse non linéaire des déformations à long terme d'une structure en béton

La non-linéarité du matériau béton (loi $\sigma - \epsilon$ du béton seul) pour des sollicitations élevées (déformations plastiques) est négligée car elle a une très faible influence sur le comportement global de la structure à l'état de service. Par contre la fissuration affecte grandement le comportement global de la structure ainsi que le fluage, puisqu'il s'agit de calculer les déformations à long terme sous charge permanente.

En collaboration avec la société d'informatique appliquée MAPS Diffusion S.A., un logiciel de calcul non linéaire a été développé. Pour cela nous avons repris leur programme général d'éléments finis et élaboré en commun un module qui puisse s'y intégrer. Ce module permet l'introduction exact de la section (dimensions et propriétés) et prend en considération l'influence des aciers, de la fissuration et du fluage telle qu'elle doit intervenir dans la relation moment-courbure adoptée par le CEB-FIP dans son nouveau code modèle [3] (Fig. 2). Cette relation est basée sur de nombreuses recherches théoriques et expérimentales qui ont abouti à l'hypothèse suivante (formulée par Favre et Charif dans [4 et 5]):

- la contribution du béton tendu entre les fissures ($\Delta\Psi_{ts}$) (en anglais : tension stiffening) dans un élément fléchi, diminue avec l'augmentation des sollicitations au-delà de celles correspondant au moment de fissuration réduit ($M_{r,red}$). Cette diminution suit une loi hyperbolique d'où découle le comportement moyen (Ψ_m) de l'élément réel.

Il faut souligner que les courbures en stade 1 et en stade 2-nu représentées à la Fig. 2 ne sont pas seulement les courbures élastiques instantanées, mais incluent également les effets dus à la présence des aciers et aux effets différés.

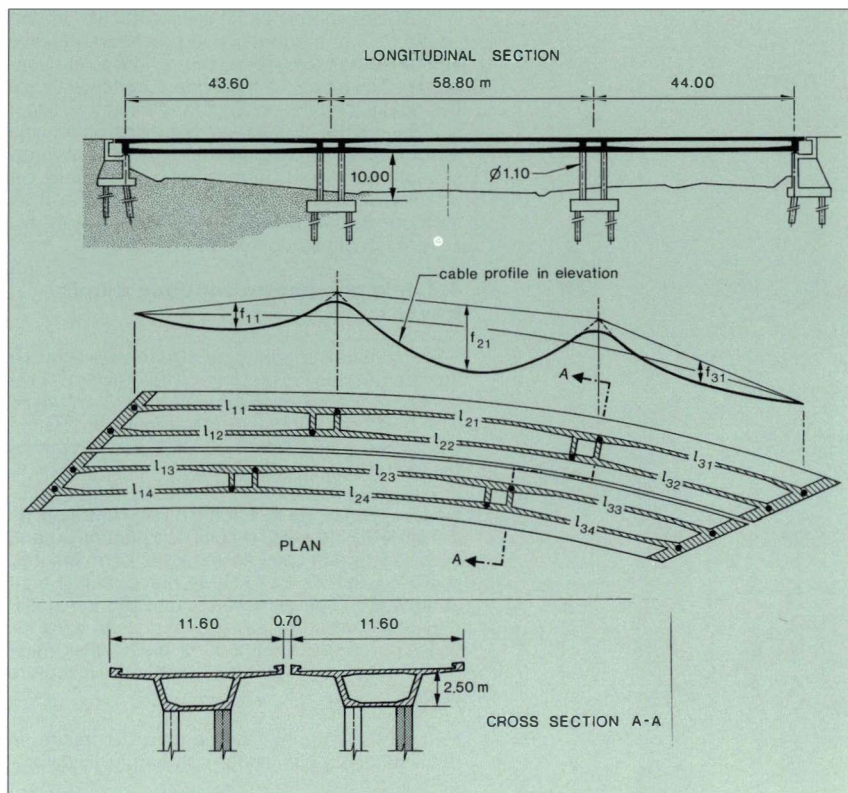


Fig. 1: Pont sur l'autoroute de contournement de Genève (Bureau TGW)
Fig. 1: Bridge over the bypass motorway in Geneva

nunity cables over supports, rectilinear cables, changing numbers of cables, changing inertia of the structure, etc. are all elements which prevent an easy evaluation of deformations by the use of the load balancing method. The method does not take into account the influence of the normal force on the curvatures, thus the deflections. If b is small or even zero (e.g. in a push launched bridge) but N is great, there will be no cracking. However, if $b = 1$ and N is small, notable cracking may occur due to irreversible phenomena arising from climatic effects and live loading. This could be modelled by a reduced, or a zero tensile strength of concrete. Even though the concept of balancing the permanent loads of a structure is good, the above reasons lead us to the conclusion that the load balancing method is too simple and not general enough to be used as a unique criterion to limit the long-term deformations of a concrete bridge.

3. Non-linear analysis model for the long term deformation of a concrete structure

The non-linear behaviour ($\sigma - \epsilon$) of the material concrete for high stresses (plastic deformations) is neglected because it has a very small influence on the global behaviour of the structure at service loading. On the other hand, the behaviour of a structure is greatly affected by cracking. Creep also

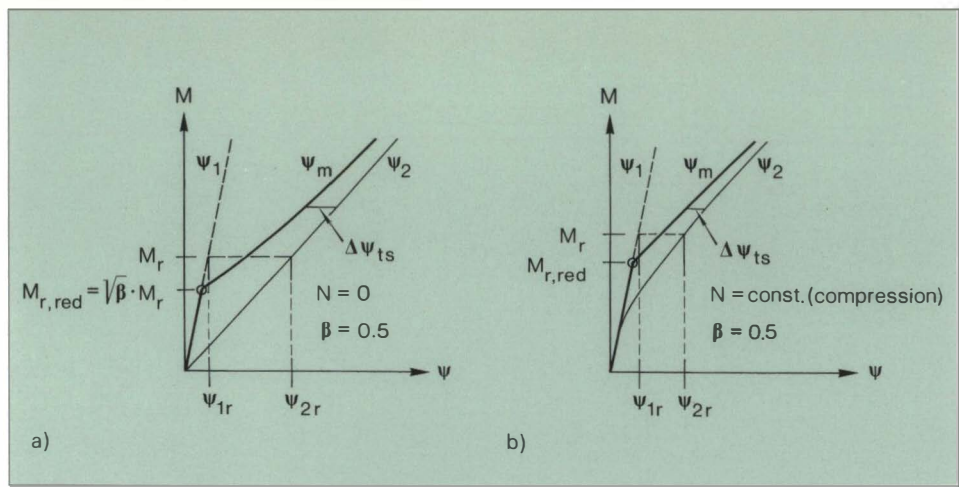


Fig. 2: Relation moment-courbure CEB-FIP: a) flexion simple; b) flexion composée
 Fig. 2: CEB-FIP moment-curvature relationship: a) simple bending; b) combined bending

A cause de la non-linéarité de la relation moment-courbure, il faut adopter une procédure itérative afin de trouver les hyperstatiques afin de trouver les hyperstatiques qui soient conformes à cette loi. La méthode adoptée est celle des rigidités moyennes (rigidités sécantes). Il faut signaler qu'une fissuration peut provoquer une redistribution non négligeable des moments dans le système hyperstatique. Cette procédure est schématisée dans un organigramme à la Fig. 3. La méthode de calcul décrite dans ce paragraphe est adoptée pour l'étude numérique suivante.

4. Cas d'une poutre continue à trois travées

Soit une poutre continue sur trois travées telle que représentée à la Fig. 4. Le tracé des câbles de précontrainte est parabolique en travée et circulaire (r = 5 m) sur appui. Un revêtement de 10 cm d'épaisseur est admis pour les calculs comme charge utile de longue durée.

Nous avons fait varier la force de précontrainte de 0 à 35 400 kN, cette dernière valeur correspond au balancement total des charges permanentes, soit $b = u/g = 1$. La force de précontrainte tient compte d'une perte moyenne de 20%. Lorsque P diminue, l'armature passive tendue A_s dans les dalles du caisson croît à partir de la valeur minimale de 0,5% pour garantir la sécurité à la rupture exigée.

L'étude paramétrique de ce pont est traitée en détail dans [1]. Nous nous contentons ici de pré-

plays an important role as we are interested in the long-term deformations under permanent loading.

In collaboration with an applied science software firm, MAPS Diffusion S.A., a non-linear calculation program was developed. Using the firm's general finite element program as a basis, a module was jointly elaborated which could be integrated into the existing program. This module allows the section to be defined exactly (dimensions and properties) and takes into account the influence of reinforcing and prestressing steel, cracking and creep. For this, the moment-curvature relationship adopted by CEB-FIP in their new Model Code [3] was used (Fig. 2). This relationship is based upon numerous experimental and theoretical research projects which lead to the following hypothesis (formulated by Favre and Charif [4 and 5]):

- the tension stiffening of concrete ($\Delta\psi_{ts}$) in any flexural member, decreases with the increase of the actions beyond the level of loading corresponding to the reduced cracking moment ($M_{r,red}$). This decrease follows a hyperbolic law that corresponds to the mean behaviour of a real structure.

It should be noted that the state 1 and state 2-naked curvatures represented in Fig. 2 are not just instantaneous elastic curvatures, but that the influence of the reinforcing and prestressing steel and the time-dependant effects are also included.

Due to the non-linear nature of the moment-curvature relationship an iterative procedure must be adopted in order to find the statically indeterminate moments which are in agreement with this relationship. The method adopted is that of average or mean stiffness (secant stiffness). It should be noted that cracking can produce a significant redistribution of moments in a statically indeterminate system. This iterative procedure is represented in Fig. 3. The calculation method described in this section is used for the following numerical study.

4. Three span continuous beam

The continuous beam is represented in Fig. 4. The profile of the prestressing cable is parabolic in span and circular over the supports (r = 5 m). The dead load includes a layer of asphalt 100 mm thick.

The prestressing force was varied from 0 to 35400 kN. This latter value corresponds to the load balancing of all the permanent loads, $b = u/g = 1$. The prestressing includes an average loss of 20%. When P decreases, the quantity of reinforcing steel (A_s) in the slabs of the box-girder raises above the minimum value of 0,5% in order to satisfy the required ultimate capacity.

The complete parametric study of this bridge can be found in the reference [1] and only one case is presented here : the sensitivity of the long-term deflection of the centre span due to the combina-

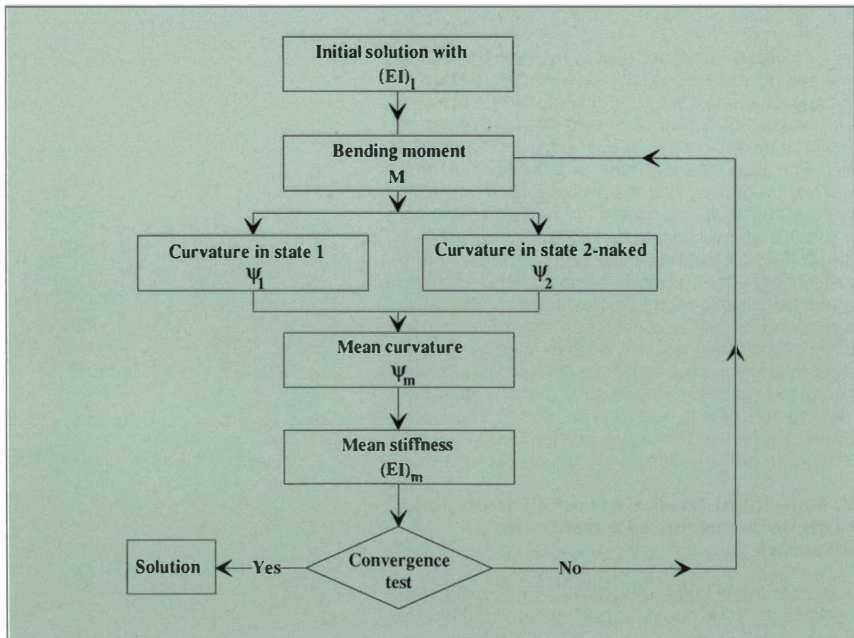


Fig. 3: Procédure itérative du calcul non-linéaire
 Fig. 3: Iterative procedure for the non-linear calculation

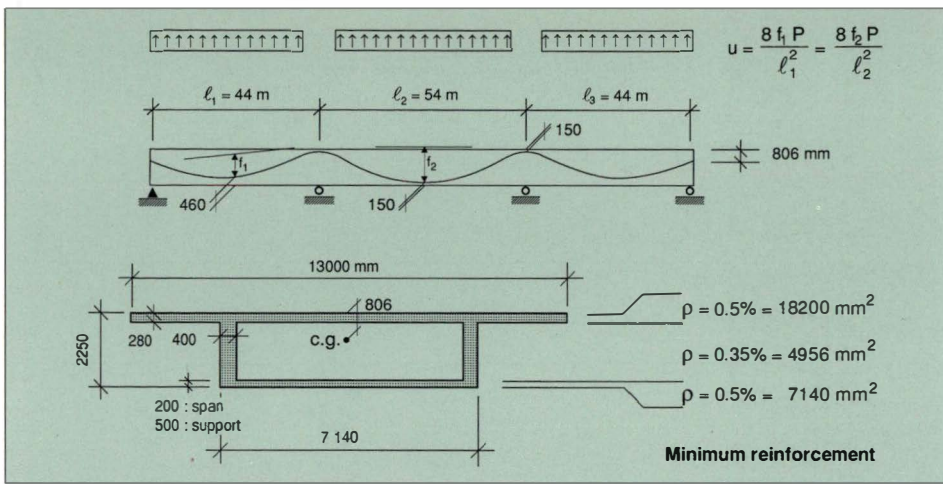


Fig. 4: Dimensions, armature minimum de la section et tracé schématique des câbles
Fig. 4: Dimensions and minimum reinforcement of the section and cable profile

seulement un cas: la sensibilité de la flèche à long terme de la travée centrale à la combinaison de certains effets défavorables. Un des effets défavorables admis est celui d'une charge utile de longue durée supplémentaire (q_{supp}) dans la travée centrale de 2 kN/m^2 . Elle représente 13% du poids propre (béton et revêtement) de la section en travée. La flèche correspondant aux valeurs de référence des paramètres est également représentée à la Fig. 5.

L'augmentation de la flèche due aux effets défavorables est impressionnante. En fait, pour un degré de balancement de 100%, la flèche à long terme vaut 43 mm ce qui correspond à un rapport portée/flèche de $1/1250$. De plus, ces effets défavorables ne tiennent pas compte d'une mise en tension trop faible, de pertes plus élevées et d'une mise en place imprécise des câbles de précontrainte.

En ce qui concerne la limitation des flèches à long terme, la norme suisse prescrit :

$$a \leq \ell/700 \quad a : \text{flèches à long terme par suite des actions permanentes}$$

Cette limite, qui dans notre cas ($\ell = 54 \text{ m}$) vaut 77 mm , est reportée à la Fig. 5. Elle est atteinte sous la combinaison d'effets défavorables pour un degré de balancement de 73%. Elle n'est par contre atteinte, en prenant les valeurs de référence, que pour un degré de balancement de 10%, valeur évidemment irréaliste à cause d'une fissuration excessive.

Les travées de rive sont naturellement également déformées. L'ordre de grandeur de leurs flèches est le même que celui de la travée centrale. Ceci est inquiétant car la portée est plus faible et qu'il s'agit d'une travée de rive où la discontinuité de la tangente de la déformée aux extrémités du pont pose un problème (voir Fig. 7). Le choc ainsi créé à l'entrée et à la sortie du pont est nettement ressenti par l'automobiliste.

5. Recommendations

Suite de nombreuses études et pour éviter des problèmes comme ceux de la Fig. 6, il nous paraît nécessaire de définir des critères pour assurer le bon comportement d'un ouvrage à long terme. Pour cela, il est indispensable d'élargir la méthode de balancement des charges en introduisant la notion de **compensation des déformations**. Cette compensation provient de la précontrainte (tracé quelconque). Pour garantir un bon comportement, ces critères doivent logiquement faire intervenir et la discontinuité de la tangente (α) et la flèche (a). Les exigences concernant les limitations de α doivent être plus sévères que celles concernant la flèche. Car une discontinuité de la tangente affecte directement le bon fonctionnement de l'ouvrage tandis que la flèche ne nuit le plus souvent qu'à l'esthétique.

tion of several pessimistic values. One of these values concerns a supplementary dead load (q_{supp}) of 2 kN/m^2 in the centre span. This load represents 13% of the self weight (concrete and asphalt) of the in span section. The deflection due to the reference values is also represented in Fig. 5.

The deflection increase due to the pessimistic values is very impressive. In fact, for a degree of load balancing of 100%, the long-term deflection is 43 mm which corresponds to a deflection/span ratio of $1/1250$. In addition, the pessimistic values do not include a bad jacking operation (lower prestress), higher losses or an inaccurate positioning of cables.

According to the Swiss Code, the long-term deflection of a concrete bridge is limited to :

$$a \leq \ell/700 \quad a : \text{long-term deflection due to dead loading}$$

Thus, for the centre span ($\ell = 54 \text{ m}$), the deflection is limited to 77 mm (see Fig. 5). This limit is reached with the pessimistic values for a degree of load balancing of 73%. It is however only reached with the reference values at 10%, which is obviously unacceptable due to excessive cracking.

The side spans of the structure are also deformed and have deflections which are of the same order of magnitude as the centre span. This is worrying as the span is shorter and deflections of a side span frequently create problems in the form of tangential discontinuities (α) of the deformed line of the structure (see Fig. 7). Impact loads thus created at the entrance and exit of the bridge are easily felt by automobilists.

5. Recommendations

Due to numerous research projects and to the type of problems as shown in Fig. 6, the need for design criteria which ensure the good long-term behaviour of a structure became obvious. In order to achieve this it is necessary to enlarge the load balancing method by introducing the concept of **compensation of deformations**. This compensation comes from the prestressing (any cable profile). To guarantee a good structural behaviour, the criteria must logically include the tangential discontinuity (α) and the deflection (a). The limitations imposed on α should be stricter than those for the deflection as a tangential discontinuity has direct repercussions on the serviceability of the structure (riding comfort and impact loads), whereas the deflection usually only affects the bridge aesthetics.

Using the following notation :

- a : deflection of a span
- α : tangential discontinuity (see Fig. 7)
- g : permanent load

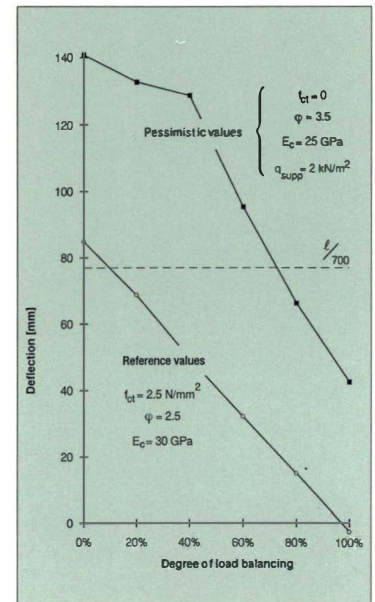


Fig. 5: Influence des effets défavorables sur la flèche à long terme de la travée centrale
Fig. 5: Influence of pessimistic values on the long-term deflection of the central span

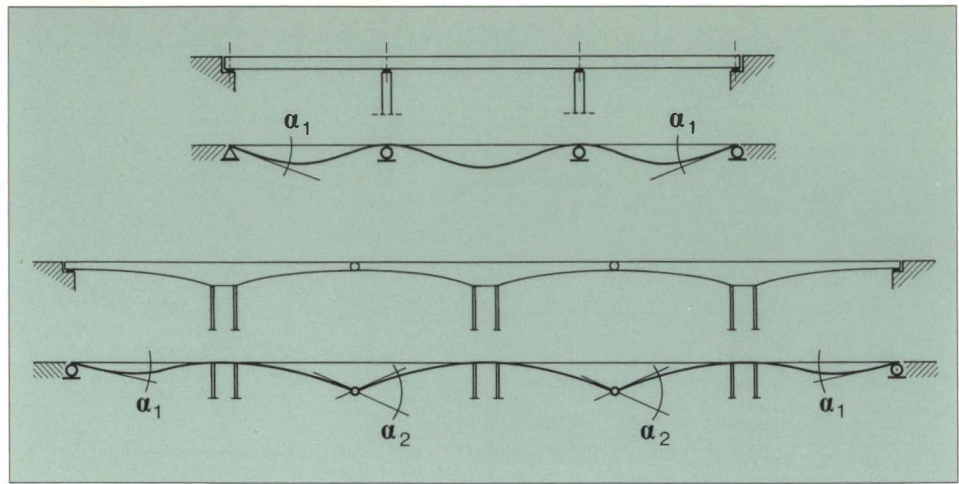


Fig. 7: Discontinuité de la tangente (α)
Fig. 7: Tangential discontinuities

Avec les notations :

- a : flèche d'une travée
- α : discontinuité de la tangente (voir Fig. 7)
- g : charge permanente

$P_m = \frac{P_0 + P_\infty}{2}$: force de précontrainte moyenne à déterminer pour chaque section avec P_0 et P_∞ représentant les forces avant respectivement après les pertes lentes

nous proposons la formulation suivante qui est beaucoup plus générale que la notion de balancement des charges :

- a) Si le calcul est effectué de manière traditionnelle et simple, c'est-à-dire sans tenir compte de la fissuration, les limites à respecter pour les déformations d'un pont routier en béton précontraint sont les suivantes :

$$\alpha_c = \alpha_c(g) + \alpha_c(P_m) = 0 \quad (1a)$$

$$a_c(g) + a_c\left(\frac{P_m}{0.90}\right) \leq 0 \quad (1b)$$

où α_c et a_c représentent les déformations angulaires respectivement les flèches calculées élastiquement en stade 1 en ne considérant que la section de béton (A_c, I_c). Remarquons que ces deux conditions restent valables si l'on multiplie tous les termes par $(1 + \phi)$ comme on procède généralement dans la pratique pour tenir compte du fluage. Par ailleurs, puisqu'il s'agit d'un calcul linéaire permettant la superposition, l'éq. (1b) peut également s'écrire :

$$0.90 a_c(g) + a_c(P_m) \leq 0 \quad (1b')$$

- b) Si le calcul est effectué de manière plus sophistiquée et plus réaliste, c'est-à-dire à l'aide d'une relation moment-courbure non-linéaire qui tient compte de l'armature, des effets différés et de la fissuration, les limites à respecter sont moins sévères et valent :

$$- 1.5\% \leq \alpha(g, P_m) \leq 1.5\% \quad (2a)$$

$$a\left(g, \frac{P_m}{0.80}\right) \leq 0 \quad (2b)$$

où α et a représentent les déformations angulaires respectivement les flèches calculées au temps $t = \infty$ en considérant un comportement réel et prudent des sections. La dernière limite

$a\left(g, \frac{P_m}{0.80}\right) \leq 0$ signifie que la flèche doit être nulle ou négative (donc vers le haut) sous l'effet simultané de g et de $\frac{P_m}{0.80}$, c'est-à-dire en admettant une précontrainte majorée de $\frac{1}{0.80} = 1.25$, donc de 25%. Ainsi est indirectement autorisée une flèche raisonnable pour le cas réel de g et P_m .

$P_m = \frac{P_0 + P_\infty}{2}$: average prestressing force determined in every section where P_0 and P_∞ are respectively the prestressing forces before and after the time dependent losses

the following criteria are proposed which are more general than the concept of load balancing.

- a) If the calculation is carried out in a standard, traditional way, i.e. neglecting cracking, the limits for the deformation of a prestressed concrete road bridge are as follows :

$$\alpha_c = \alpha_c(g) + \alpha_c(P_m) = 0 \quad (1a)$$

$$a_c(g) + a_c\left(\frac{P_m}{0.90}\right) \leq 0 \quad (1b)$$

where α_c and a_c are respectively the angular deformation and deflection calculated elastically in state 1 with the concrete section (A_c, I_c). It should be noted that these two conditions remain valid if all terms of the equations are multiplied by $(1 + \phi)$ as is generally practised in design offices to take creep into account. As a linear calculation allowing superposition, equation (1b) can also be written as follows :

$$0.90 a_c(g) + a_c(P_m) \leq 0 \quad (1b')$$

- b) If the calculation is carried out in a more realistic and sophisticated manner, i.e. through the use of a non-linear moment-curvature relationship which takes into account reinforcing and prestressing steel, time dependent effects and cracking, the limits to respect are less severe and are as follows :

$$- 0.15\% \leq \alpha(g, P_m) \leq 0.15\% \quad (2a)$$

$$a\left(g, \frac{P_m}{0.80}\right) \leq 0 \quad (2b)$$

where α and a are respectively the angular deformation and the deflection calculated at time $t = \infty$ with the assumption of a real and prudent section behaviour. The last criterion

$a\left(g, \frac{P_m}{0.80}\right) \leq 0$ implies that the deflection must be zero or negative (upward) due to the combined effect of g and $\frac{P_m}{0.80}$, i.e. with the assumption of a prestressing force increased by a factor of $\frac{1}{0.80} = 1.25$, thus 25%. In this way, a reasonable deflection is indirectly permitted for the real structure with g and P_m .

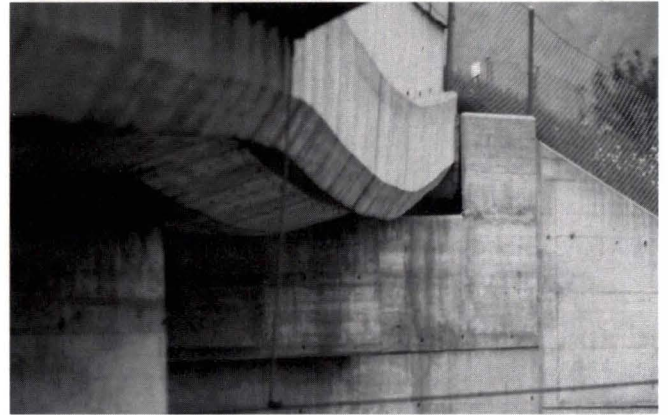
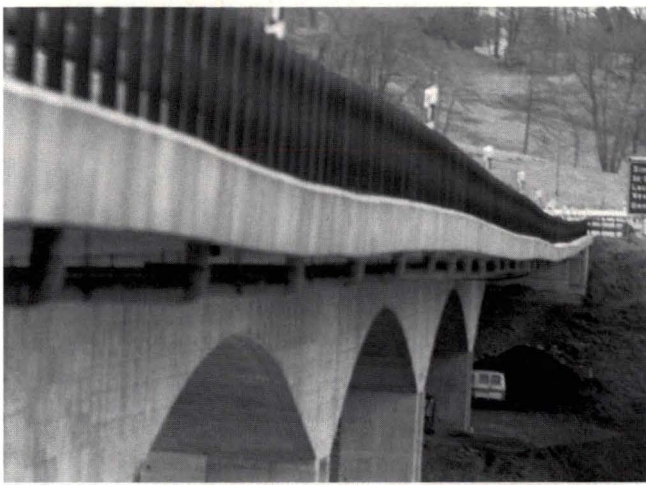


Fig. 6 : Exemples de flèches excessives
Fig. 6: Exemples of excessive deflections

Ces critères sont à satisfaire sans tenir compte d'un tassement d'appui pour lequel une déformation angulaire (α) qui pourrait résulter de ce phénomène ne devrait pas dépasser 1.5‰ également. La déformation angulaire totale résultant de la déformation de la structure et de tassements d'appuis ne devrait pas dépasser 2‰.

La vérification des flèches selon (1b) ou (2b) n'est pas nécessaire, si la flèche à long terme ne dépasse ni $\ell/700$ ni 50 mm.

Ces recommandations pour le choix de la précontrainte nous paraissent d'excellente augure. Elles doivent susciter des discussions dans le milieu professionnel pour arriver finalement à un consentement général, quitte à ajuster encore des valeurs numériques.

These criteria are to be satisfied without taking support settlement into account. The angular deformation due to settlement is usually limited to 0.15‰. The total angular deformation resulting from the deformation of the structure and a settlement should not exceed 0.2‰.

The deflections need not be checked with equations (1b) or (2b), if the long-term deflection of the structure does not exceed $\ell/700$ or 50 mm.

These recommendations for the choice of prestressing appear to improve notably the design of a bridge. We hope to provoke discussion within the engineering practice so that, even with some alterations to the numerical values, a general agreement upon their acceptance can be reached.

Références/Bibliographie

- [1] Markey I.: Enseignements tirés d'observations des déformations de ponts en béton et d'analyses non linéaire. Thèse de doctorat n° 1194, EPFL, Lausanne, 1993.
- [2] Ghali A., Favre R.: Concrete structures: stresses and deformations, Ed. Chapman and Hall, London, New York, 2nd edition, 1994.
- [3] CEB-FIP Model Code 1990. Ed. Thomas Telford, London, 1993.
- [4] Favre R., Charif H.: Déformations des structures en béton: Modèle de base et méthodes simplifiées du calcul selon les codes européens. Ingénieurs et architectes suisses, n° 25, novembre 1992.
- [5] Favre R., Charif H.: Basic Model and Simplified Calculations of Deformations according to the CEB-FIP Model Code 1990. ACI Structural Journal (in print), 1994. In: IBAP, Publ. n° 134, EPFL, Lausanne, mai 1992.
- [6] Favre R., Charif H., Jaccoud J.-P.: «Large reduction of deflections due to HPC» in «High Performance Concrete, from material to structure». Edited by Yves Malier, Chapman and Hall, London, 1992.
- [7] Favre R., Jaccoud J.-P., Koprna M., Radojicic A.: Dimensionnement des structures en béton: dalles, murs, colonnes et fondations. Traité de génie civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, vol. 8 Ed. PPUR, Lausanne 1990.

Etude expérimentale sur le modèle du pont haubané courbe sur le Rhin à Schaffhouse

Curved cable-stayed bridge in Schaffhausen, Switzerland: experimental study on a 1/20 scale model

Prof. Dr. René Walther, ing. dipl. EPF/SIA,
Dr. Jean-François Klein, ing. dipl. EPFL et
Claude Broquet, ing. dipl. EPFL

IBAP, GC - Ecublens
1015 Lausanne

1. Introduction

La chaire de béton armé et précontraint (IBAP) de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), fort de son expérience obtenue suite à plusieurs campagnes d'essais sur modèles et d'études théoriques sur les ponts haubanés à tablier mince, a jugé utile de poursuivre celles-ci et de s'intéresser aux problèmes engendrés par les ponts haubanés de forte courbure. Pour ce faire, la construction d'un modèle à l'échelle 1/20^{ème} du futur pont haubané courbe sur le Rhin à Schaffhouse a été entreprise.

Les objectifs principaux de cette recherche sont d'étudier d'une part le comportement dynamique de l'ouvrage, notamment les modes vibratoires, et d'autre part le comportement statique et, en particulier, la réserve de sécurité sous des cas de charges exceptionnels, tel que le remplacement des haubans et la charge de ruine. Parallèlement à la campagne d'essais menée sur la maquette, une analyse numérique basée sur une modélisation par éléments finis de l'ouvrage permet de guider la recherche.

1. Introduction

Following an extensive experimental and theoretical study of thin slab cable-stayed bridges, the Reinforced and Prestressed Concrete Institute (IBAP) of ETH Lausanne has undertaken to test a curved cable-stayed bridge. The tests were conducted on a 1/20 scale model of a curved cable-stayed bridge to be built in Schaffhausen, Switzerland.

The main objectives were to study on the one hand the dynamic behaviour, the natural mode shapes in particular and on the other hand the static behaviour of the bridge. In the latter, the structural safety under stays renewal conditions and collapse load are of particular interest. An elaborate finite element program was used to conduct the test on the model.

This study has been possible thanks to the support of the Foundation of the Swiss Society of Cement, Lime and Gypsum Makers, the Department of Public Works from Canton Schaffhausen and the Road Federal Office.

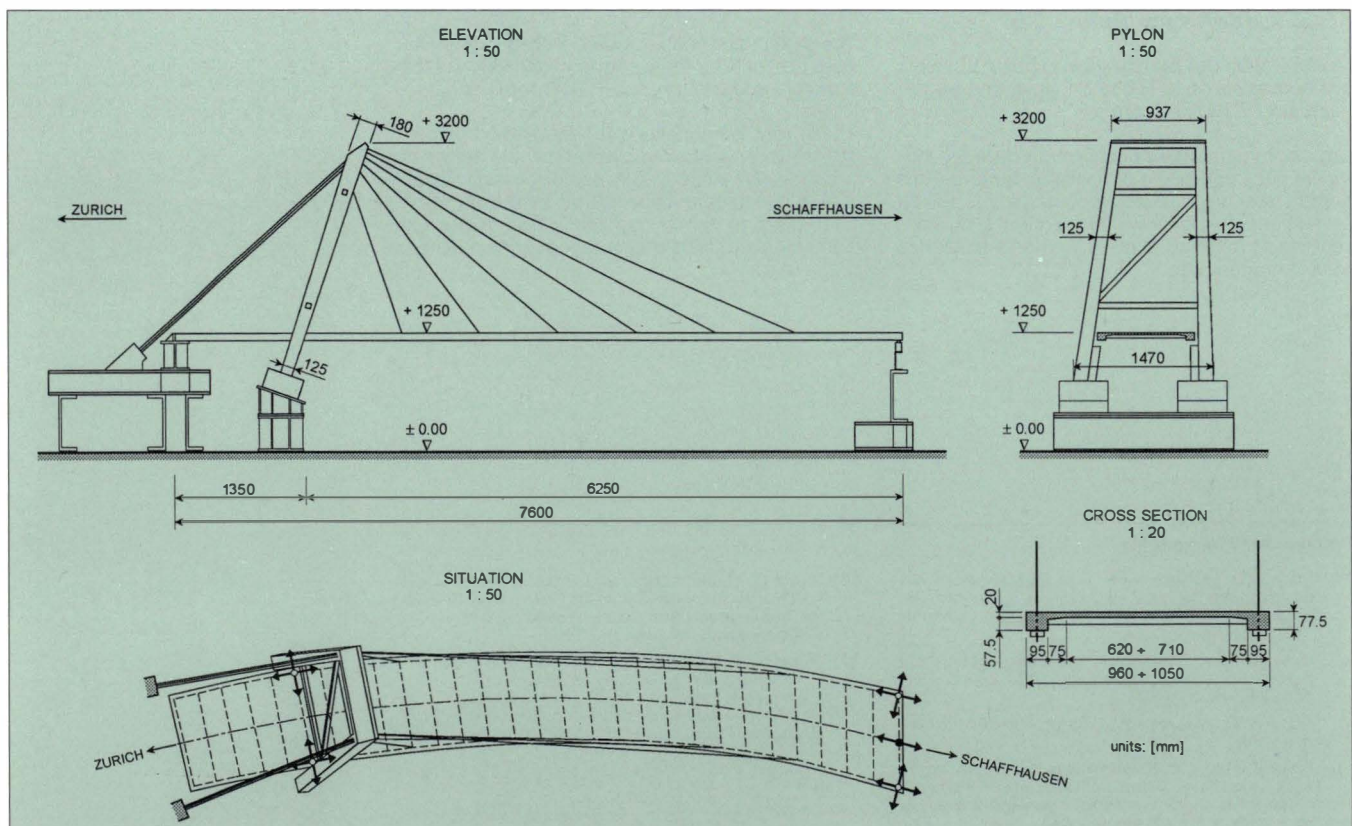


Fig. 1: Plan d'ensemble de la maquette du pont haubané courbe sur le Rhin à Schaffhouse

Fig. 1: General view of the model of the curved cable-stayed bridge on the Rhein in Schaffhausen

Cette étude a été rendue possible grâce au soutien financier de la «Stiftung» de la Société Suisse des Fabricants de Ciment, Chaux et Gypse, du Département des Travaux Publics du Canton de Schaffhouse et de l'Office Fédéral des Routes.

2. Description du modèle

La maquette à l'échelle 1/20^{ème} est constituée d'un pylône en microbéton, d'un tablier mixte (acier-béton) et de haubans en acier. Les grandeurs principales sont les suivantes:

- longueur du tablier: 7.7 m
- largeur du tablier: var ~1.0 m
- hauteur du pylône: 2.80 m
- rayon de courbure: 14.0 m

Les dimensions ont été dictées par les lois de similitude et par le projet réel établi par les bureaux d'ingénieurs Wüst+Stucki+Partner et Gruner AG. La similitude est basée sur la conservation de la géométrie du système à l'état déformé, ce qui permet d'obtenir un rapport unitaire des contraintes entre le pont réel et le modèle (fig. 1).

Le tablier est constitué d'une dalle mince de 20 mm d'épaisseur supportée transversalement par des entretoises métalliques espacées de 274 mm et de deux porteurs latéraux précontraints longitudinalement. L'armature de la dalle est composée de deux nappes de treillis à maille carrée de 20 x 20 mm dont le diamètre des fils est de 2.5 mm. L'armature des porteurs latéraux est constituée de deux câbles de précontrainte rectilignes de 6 et 7 mm de diamètre, gainés et injectés, de barres longitudinales de $\varnothing = 4$ mm et d'étriers de $\varnothing = 2.5$ mm espacés tous les 20 mm. Deux rangées de goujons de $\varnothing = 3$ mm ont été soudés sur les entretoises métalliques afin de réaliser la liaison entre l'acier et le béton.

La géométrie du pylône a été simplifiée par rapport au projet qui comporte quelques améliorations architecturales. Le pylône en microbéton est rigidifié par une entretoise métallique en forme de Z composée de profilés creux carrés. L'armature du pylône comprend des barres de $\varnothing = 6$ mm et des étriers de $\varnothing = 4$ mm espacés de 20 mm.

Les haubans sont des monofils boutonnés de 5, 6 et 7 mm de diamètre de type BBRV.

Le tablier est encastré à la culée ZH (Zurich) et est appuyé verticalement au niveau du pylône et à la culée SH (Schaffhouse). Sur cette culée le tablier est guidé latéralement. Le pylône est encastré dans sa fondation (fig. 2).

Des lingots de plomb représentant une charge de 120 kN ont été suspendus sous le tablier de manière à satisfaire les lois de similitude et à simuler le poids propre du pont. Transversalement cette charge est disposée de façon à respecter la répartition des masses de la section du tablier.

Le réglage du pont a été conduit en contrôlant simultanément la force dans les câbles et la

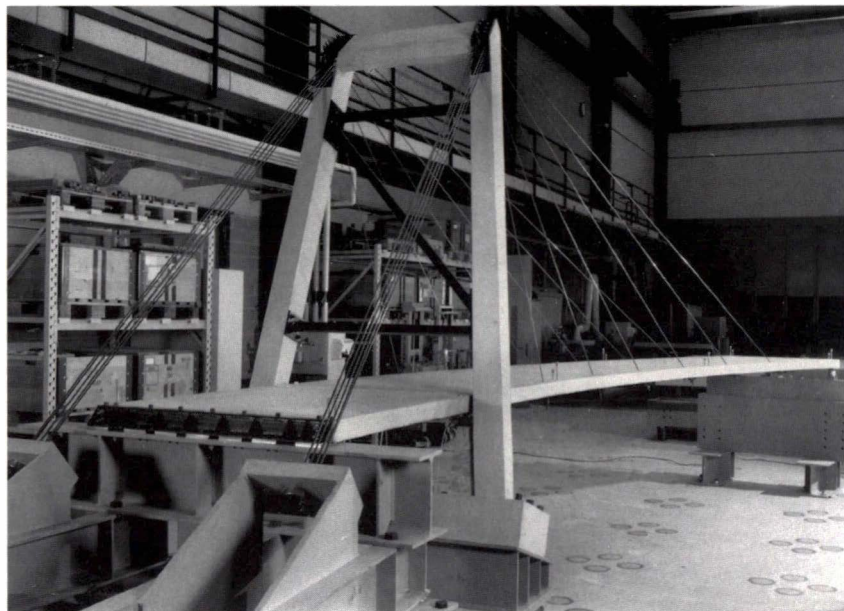


Fig. 2: Photographie du modèle à l'échelle 1/20^{ème} sans les poids de similitude
Fig. 2: Photography of the 1/20 scale model without necessary loads for respect the scaling rules

2. Model description

The 1/20 scale model of the bridge is made of a pylon in concrete, a composite deck (concrete - steel) and cable-stays. The main dimensions are:

- length of the deck: 7.7 m
- width of the deck: var ~1.0 m
- height of the pylon: 2.80 m
- radius of curvature: 14.0 m

These dimensions are issued from the real project prepared by the engineering bureau Wüst+Stucki+Partner and Gruner AG, and from the scaling rules. These rules are based on the conservation of the geometry of the deformed system. The stresses are therefore similar on the model and on the real project (fig. 1).

The deck is made of 20 mm thick slab supported by steel crossbeams (spacing 274 mm) and two prestressed concrete longitudinal beams on each side. The slab reinforcing steel is made of two layers with 2.5 mm bars spaced 20 x 20 mm. The reinforcing steel of the longitudinal beam are made of two 6 and 7 mm straight posttensioned and injected tendons, of $\varnothing = 4$ mm reinforcing bars and of $\varnothing = 2.5$ mm stirrups ($e = 20$ mm). Connectors $\varnothing = 3$ mm are welded on the crossbeam in order to link them with the concrete slab.

In comparison to the real bridge, the geometry of the pylon is simplified. The pylon is reinforced by a Z crossbeam connecting the branches of the pylon. The reinforcing steel of the pylon is composed of $\varnothing = 6$ mm bars and $\varnothing = 4$ mm stirrups (spacing 20 mm).

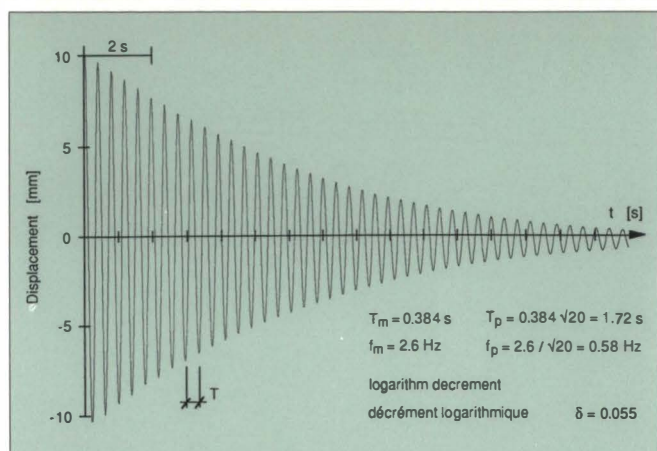


Fig. 3

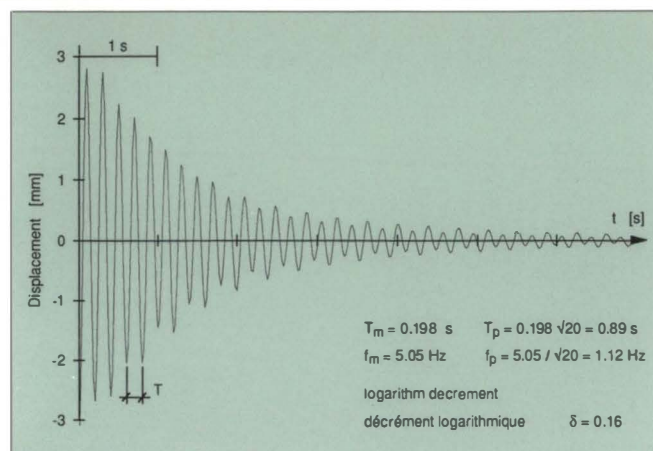


Fig. 4

Fig. 3: Vibration selon le mode de flexion
Fig. 3: Vibration according to the flexional mode

Fig. 4: Vibration selon le mode de torsion
Fig. 4: Vibration according to the torsional mode

géométrie du tablier. La tension dans les haubans mesurée à la fin du réglage correspond aux valeurs calculées avec le modèle numérique.

Le système de mesure installé permet de déterminer les efforts dans les éléments de l'ouvrage ainsi que les déformations du modèle lors des différents cas de charge traités.

3. Résultats expérimentaux

3.1. Essais dynamiques

Essais en vibration libre

L'objectif visé par cette série d'essais est de mettre en évidence le 1^{er} mode de flexion et de torsion du tablier avec leur fréquence respective et l'amortissement structural correspondant.

L'enregistrement des déformations dynamiques de l'ouvrage après avoir excité manuellement ces deux modes, est reproduit dans les deux graphiques des figures 3 et 4. Ces résultats ont permis de déterminer deux fréquences de vibration du modèle (m) et les valeurs correspondantes pour le pont réel (p). L'analyse spectrale effectuée sur la base de ces deux séries consiste à représenter sous la forme fréquentielle l'enregistrement des déformations dynamiques mesurées. Le passage entre les représentations temporelles et fréquentielles se fait à l'aide de la transformée de Fourier de la série mesurée. Cette analyse a donné des valeurs de fréquences similaires, mais elle a montré que le mode de torsion est couplé à de la flexion (fig. 5). Ces résultats ont été confirmés avec le calcul par éléments finis qui donne pour le mode de flexion et de torsion des fréquences de respectivement 2.73 Hz et 5.15 Hz pour le modèle soit 0.61 Hz et 1.15 Hz pour le pont réel.

Essais en vibration forcée: chariot de simulation

Le but est de déterminer plusieurs modes de vibration et de simuler les essais dynamiques qui se dérouleront sur le pont réel. L'essai consiste à mesurer la déformation dynamique de l'ouvrage produite par le passage, à différentes vitesses, d'un chariot de 625 N qui correspond pour le prototype à un camion de 250 kN. Deux types de passage ont été réalisés: le premier dit sans planche pour simuler une chaussée en bon état, le second avec planche pour simuler une chaussée déformée.

D'une part ces essais ont donné des renseignements sur le comportement de l'ouvrage, en particulier les déformations, et d'autre part, l'analyse spectrale effectuée à partir des résultats a permis de mettre en évidence plusieurs modes de vibration du pont dont les fréquences sont excitées par le passage du véhicule (fig. 6). Ces dernières ont été confirmées par les calculs numériques.

Essai de choc (marteau avec capteur de force)

Afin de confirmer les résultats précédents, le pont a été excité en différents points à l'aide d'un marteau muni d'un capteur de force. La réponse de l'ouvrage a été mesurée par un accéléromètre placé sur le tablier. Le traitement du signal d'entrée

The cable-stays are BBRV wire cables of 5, 6 and 7 mm in diameter.

The deck is rigidly connected with the abutment ZH (Zürich) and vertically supported at the pylon and at the other abutment SH (Schaffhausen). In addition, a lateral guide is provided at this abutment. The link between the pylon and its foundation is rigid (fig. 2).

In order to fulfil the scaling rules, it was necessary to add 120 kN of lead under the deck. Transversally, the load is positioned in accordance with the mass distribution of the deck.

The exact positioning of the bridge under dead load accrued by controlling the forces in the cable-stays and the geometry of the deck. The cable forces measured after the positioning corresponded to the computed values.

Measuring devices were installed in order to control the stresses in the structural elements and the model deformation under the various load cases.

3. Tests results

3.1. Dynamic

Free vibrations

The purpose of these tests is to determine the natural modes of vibration in flexion and torsion, and the corresponding structural damping.

Two modes have been excited manually and the result of the measured deformation is shown in figures 3 and 4. With these results it was possible to confirm the two natural frequencies of the model (m) and the corresponding values of the real bridge (p). The spectral analysis consists of representing the measured dynamic deformations under a frequential form. The passage between the temporal representation and the frequential representation is made with the Fourier transform of the measured serie. This analysis has shown that the torsion natural mode of vibration was coupled with the flexional natural mode of vibration (fig. 5). These results have been confirmed by the finite element model which gives the following values $f_m = 2.73$ Hz and $f_m = 5.15$ Hz. For the real bridge, this gives $f_p = 0.61$ Hz and $f_p = 1.15$ Hz.

Forced vibrations: scaled vehicle

The purpose of this study is to define several mode shapes of vibration and to simulate the dynamic test conducted on the real bridge. A 625 N testing vehicle corresponding to a 250 kN truck is conducted on the bridge at various speeds and the dynamic deformation is measured. Two types of tests have been performed: the first simulates a normal road and the second includes an obstacle simulating an uneven road surface.

On the one hand, these tests have permitted a complete analysis of the bridge behaviour and deformation and on the other hand the spectral analysis of the results have permitted to define

Fig. 5: Analyse spectrale des vibrations du mode de flexion a) et du mode de torsion b)
 Fig. 5: Spectral analysis of the vibrations of the flexional mode a) and of the torsional mode b)

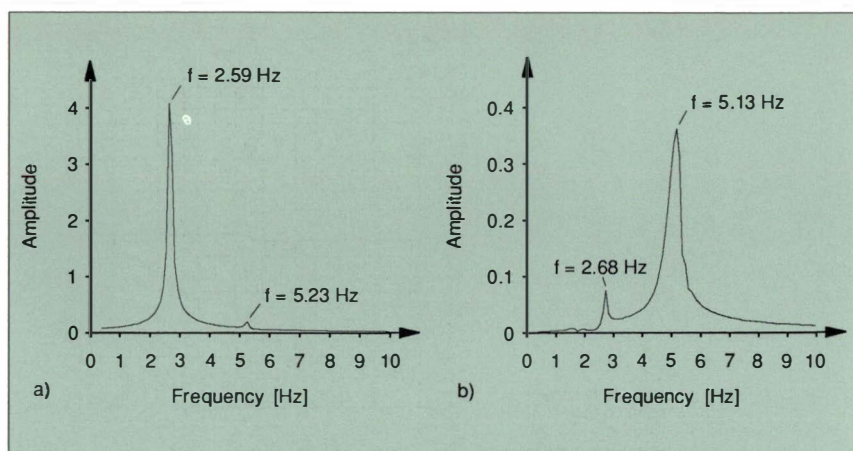


Fig. 5

(coup de marteau) et du signal de sortie (accéléromètre) par différents algorithmes a permis d'obtenir les paramètres modaux de la structure. Cette analyse a mis en évidence les deux modes fondamentaux de flexion et de torsion du modèle à des fréquences de respectivement 2,76 Hz et 5,5 Hz ce qui a validé les résultats précédents.

3.2. Essais statiques

Afin de cerner le comportement statique de l'ouvrage, on a simulé les cas de charge de trafic décrits dans la norme SIA 160. La première série d'essais est effectuée à un niveau de charge qui correspond à celui de l'aptitude au service. Les cas de charge suivants ont été simulés:

- charge uniformément répartie sur tout le pont
- charge uniformément répartie sur la travée haubanée
- charge sur la travée haubanée à l'extérieur de la courbure
- charge sur la travée haubanée à l'intérieur de la courbure

Durant ces essais, les déformations maximales mesurées sur le tablier sont de 5,25 mm ce qui représente, en fonction de la longueur de la travée haubanée, un rapport de $L/1190$.

L'essai de charge avec 9 camions de 250 kN qui sera exécuté sur l'ouvrage réel avant sa mise en service a également été testé sur le modèle.

Les quatre cas de charge énumérés ci-dessus sont répétés au niveau de charge requis pour la sécurité structurale. Lors de cette série d'essais, quelques fissures sont apparues sur les branches du pylône, aux deux culées ainsi que sur les poutres de bord du tablier dans les deux travées les moins comprimées. A ce niveau de sollicitation, les déformations maximales mesurées sur le tablier sont de 27,22 mm soit un rapport de $L/230$.

La charge est ensuite augmentée pour atteindre la ruine de l'ouvrage. Durant la montée en charge qui s'est effectuée par paliers, il s'est avéré que les câbles de retenue étaient les éléments critiques. Cette constatation nous a permis de stopper l'essai à une charge de $2.52 \times (g+q)$ alors que la contrainte dans les câbles valait 90% de la limite d'écoulement. La déformation maximale du tablier a atteint 94 mm. Le nombre de fissures s'est stabilisé dans le pylône, mais a augmenté dans les porteurs latéraux sur une zone très localisée. L'ouvrage a montré un très bon comportement jusqu'à la ruine (fig. 7).

4. Conclusion

La courbure du tablier et la géométrie particulière du pylône modifient la tension entre les haubans intérieurs et extérieurs. Ces derniers sont plus sollicités ce qui engendre des efforts plus grands dans la poutre de bord extérieure comparativement à ceux de la poutre intérieure. Dans la section du tablier où on a mesuré les plus grands déplacements, la déformation de la poutre

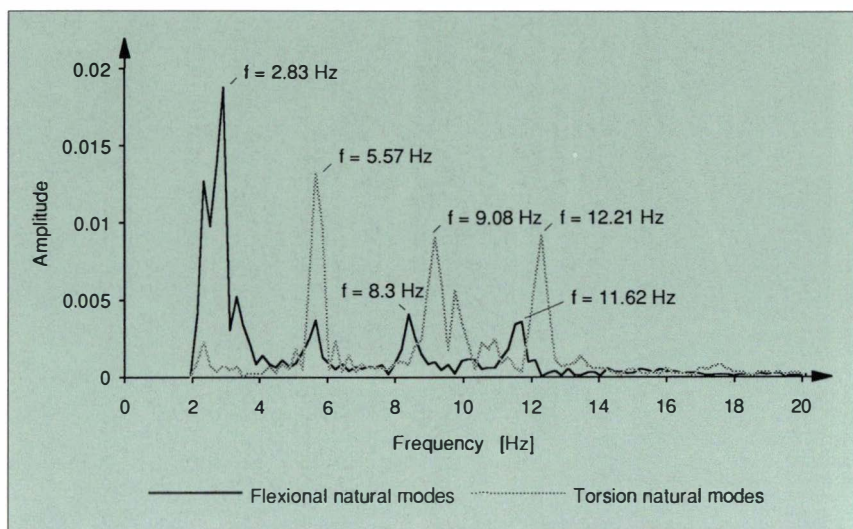


Fig. 6

Fig. 6: Spectre de l'excitation produite par un passage du chariot
 Fig. 6: Spectrum of the excitation resulting from the passage of the vehicle

which frequencies of vibration were excited by the vehicle (fig. 6). These frequencies were confirmed by the computer simulation.

Impact test (hammer with force measurement)

In order to confirm the preceding results, the bridge was excited in various locations with the impact of a dynamic hammer and the bridge response measured with an accelerometer. The numerical analysis of the impact and the accelerations with various algorithms allowed to extract the modal parameters. With this method of analysis it was possible to determine the natural frequencies of vibration of $f_m = 2,76$ Hz and $f_m = 5,15$ Hz. The preceding results were therefore confirmed.

3.2. Statical tests

The statical behaviour of the model was the second purpose of the tests. The SIA 160 loading cases were simulated. In the first test series, the serviceability limit state were also simulated. The following loading cases have been analysed:

- uniform distributed load on the complete deck
- uniform distributed load on the cable-stayed portion
- load on the external side of the cable-stayed portion
- load on the internal side of the cable-stayed portion

During these tests, the maximum deformation of the deck was 5,25 mm, representing a ratio of $d/L = 1/1190$.

A loading test with 9 trucks of 250 kN each, which will be executed on the real bridge before opening, was also simulated on the model.

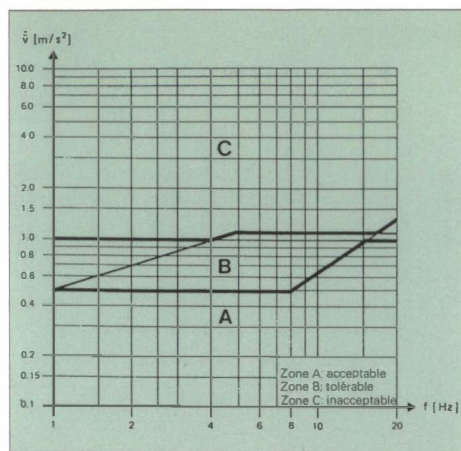


Fig. 8: Classification physiologique basée sur l'accélération du mouvement
 Fig. 8: Physiological classification based on acceleration of movement

Fig. 8

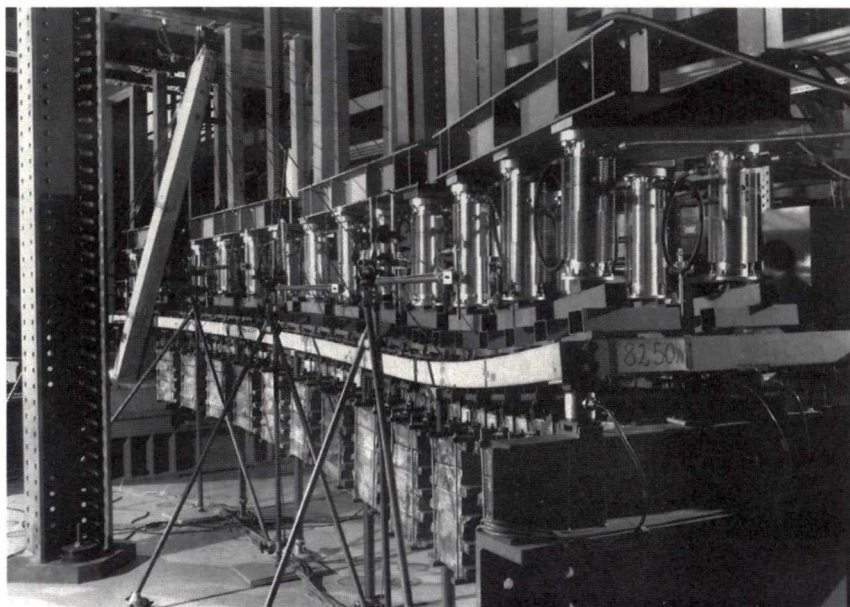


Fig. 7: Photographie du modèle sollicité à son niveau de charge le plus haut $2.52 \times (g+q)$
 Fig. 7: Photography of the model at the top-most load level $2.52 \times (g+q)$

intérieure vaut le 97% de celle de la poutre extérieure. Les fissures sur les porteurs latéraux, relevées au niveau de sollicitation le plus élevé, sont plus nombreuses à l'extérieur qu'à l'intérieur de la courbure.

Les essais en vibration libre ont montré que l'amortissement structural correspondant au mode fondamental de torsion est trois fois plus grand que celui lié au mode fondamental de flexion. Les essais avec le chariot de simulation ont donné six fréquences de vibration du tablier qui correspondent à des modes de flexion verticale et de torsion multiples (fig. 6). La similitude donne la relation entre ces fréquences et celles du pont réel qui correspondent, dans l'ordre croissant à $f_1 = 0.63$ Hz, $f_2 = 1.25$ Hz, $f_3 = 1.86$ Hz, $f_4 = 2.03$ Hz, $f_5 = 2.60$ Hz et $f_6 = 2.73$ Hz. Les accélérations maximales de 0.1 m/s^2 enregistrées sur le tablier lors du passage du chariot ont permis de juger le pont vis-à-vis des effets physiologiques sur les usagers. Même dans le cas de l'essai avec planche, les résultats obtenus se situent dans la zone acceptable du diagramme de la figure 8.

The four loading cases described were increased to the ultimate limit state. During these tests, some cracks appeared on the branches of the pylon, at the abutments and on the longitudinal beams of the girder in the portion with little compression forces. At this load level, the maximum deformation of the deck was 27.22 mm, on a ratio $d/L = 1/230$.

Finally, the load was increased to reach the collapse stage. During these tests, the load was increased step by step and the anchoring cables were observed to be the critical elements. The test was stopped at a load level corresponding to $2.52 \times (g+q)$. At this level, the stress of the anchoring cables corresponded to 90% of the limit of elasticity. The maximal deformation of the deck was 94 mm. The number of cracks present in the pylon did not increase. However, in the longitudinal beam of the girder, the number of cracks increased in very specific zones. The behaviour of the bridge was excellent up to the collapse load (fig. 7)

4. Conclusion

The deck curvature and the particular geometry of the pylon have a great influence on the internal and external cable forces. The external cable forces are greater and therefore, the external longitudinal beam is more loaded than the internal one. In the area where the deformations are the largest, the internal beam deflection was 97% of the external beam deflection. The number of cracks is also greater on the external beam than on the internal one.

The dynamic tests in free vibration have shown that the structural damping corresponding to the torsional natural mode is three times greater than the one linked with the flexional natural mode. The tests with the scaled vehicle have given six frequencies of deck vibration, which corresponded to multiple vertically flexional and torsional modes of vibration (fig. 6). The scaling rules giving the relation between these frequencies and those of the real bridge correspond, in increasing order, to $f_1 = 0.63$ Hz, $f_2 = 1.25$ Hz, $f_3 = 1.86$ Hz, $f_4 = 2.03$ Hz, $f_5 = 2.60$ Hz and $f_6 = 2.73$ Hz. The maximum acceleration (0.1 m/s^2) measured on the slab during the test with the vehicle has permitted to qualify the bridge with regard to the physiological effects on the users. Even with an obstacle simulating an uneven road surface, the results obtained were in the acceptable zone of the diagram (fig. 8).

Les viaducs de la Suze et du Noir Bois

The Suze and Noir Bois viaducts

Les viaducs de la Suze

Maître de l'ouvrage/Owner:

Auteur du projet et direction locale des travaux/Project design and local works management:

Entreprise/Contractor:

Précontrainte/Prestressing:

Cintre/Centering:

The Suze viaducts

Direction des travaux publics du canton de Berne

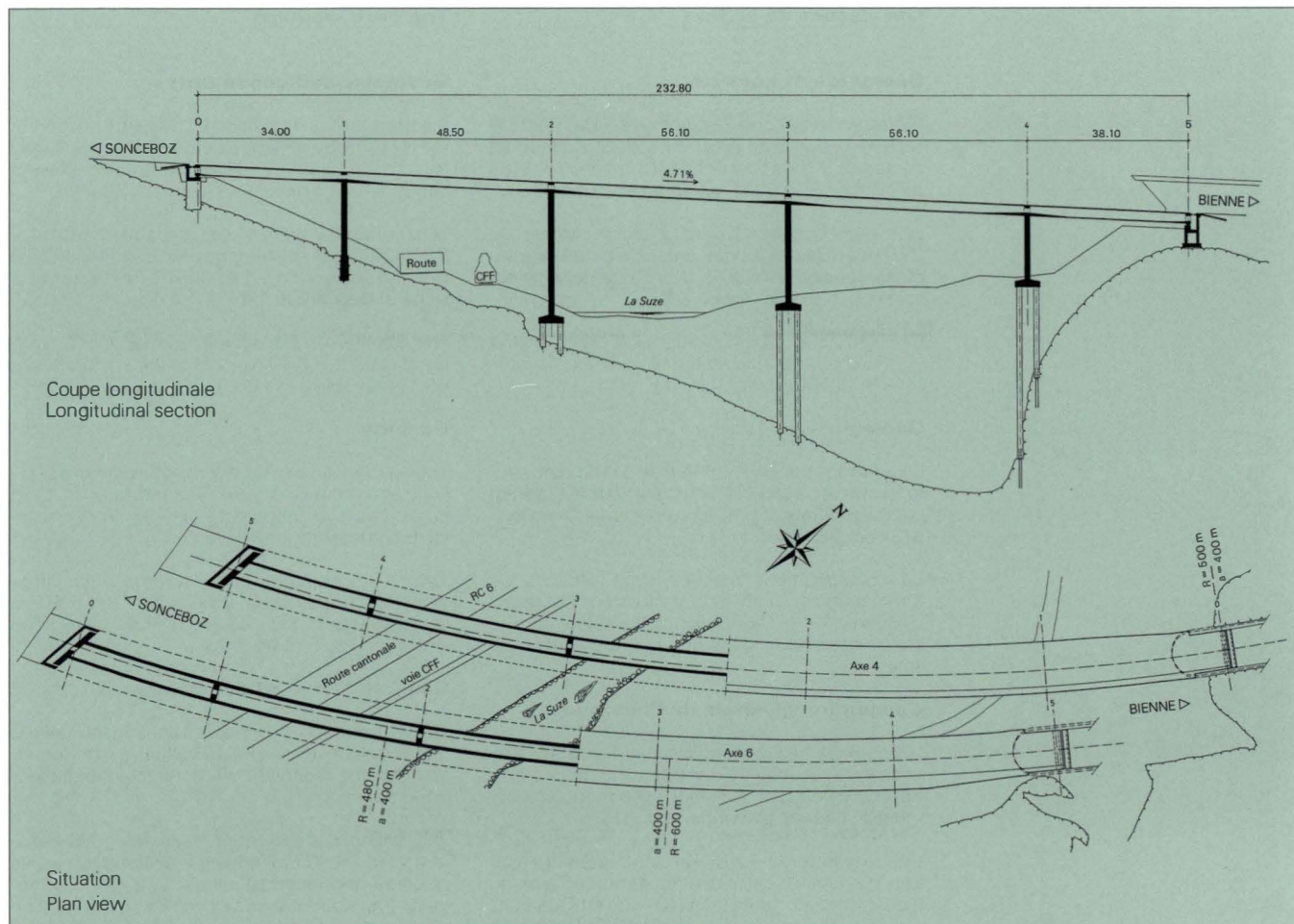
Bureau GVH Delémont/Tramelan S.A

Consortium E. Bosquet, Tramelan De Luca S.A., Bienne Monti & Co S.A., Tramelan

Freyssinet S.A. Moudon

R. & A. Coray, Locarno-Muralto

Dr. Bernard Houriet, ing. dipl. EPFZ/SIA
GVH Tramelan SA
2720 Tramelan



Viaduc de la Suze
Suze Viaduct

Généralités

Classée route européenne E27, la N16 reliera l'autoroute française A36 près de Belfort au réseau national suisse, dans la région de Bienne (N5).

Les tronçons Tavannes - La Heutte et Delémont - Porrentruy, actuellement en construction, comprennent de nombreux tunnels et ouvrages d'art en raison de la topographie accidentée de la région.

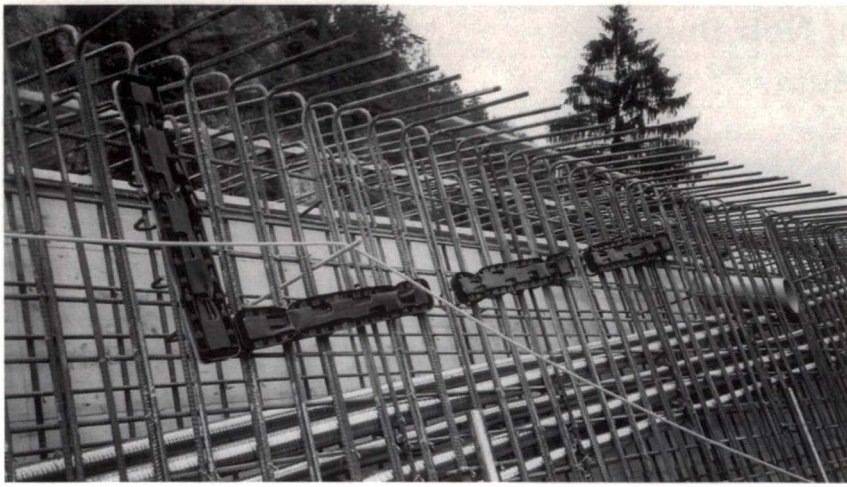
Les viaducs de la Suze et du Noir Bois constituent une réponse nouvelle aux défis technologiques du trafic moderne ainsi qu'aux contraintes de l'intégration dans le site et de la durabilité des ouvrages.

General

Classified as European route E27, the N 16 links the French A36 highway, near Belfort, with the Swiss national highway network, in the Bienne (N5) region.

The Tavannes - La Heutte et Delémont - Porrentruy sections, currently under construction, comprise numerous tunnels and bridges owing to the hilly topography of the region.

The Suze and Noir Bois viaducts provide a new solution to the technological challenges of modern traffic and to the constraints of blending the structures into the site, and of their durability.



Armature de l'auge, détail
Trough reinforcement detail showing tendons

Les viaducs de la Suze

Géométrie et contraintes

Situés sur le tronçon Tavannes - La Heutte de la N16, les viaducs de la Suze franchissent la route cantonale RC6, la voie CFF et la Suze avec un biais d'environ 40°, à une hauteur maximale de 30 m.

L'ouvrage comprend deux viaducs séparés de 232 et 238 m de longueur dont la pente longitudinale varie de 4.75 à 4.96 %. La pente transversale des chaussées est de 6 %.

La courbure en plan du viaduc aval est constante ($r = 500$ m); celle du viaduc amont est variable ($r = 480$ à 600 m, $A = 400$ m).

Géologie

Les viaducs franchissent le vallon d'érosion profondément creusé par la Suze et ultérieurement comblé par des dépôts lacustres limono-argileux très compressibles.

Le soubassement rocheux des calcaires du Kimméridgien atteint une profondeur maximale d'environ 40 m. Sur les flancs du vallon, on rencontre des éboulis de pente de 1 à 5 m d'épaisseur.

Conception générale de l'ouvrage

Les deux viaducs, conçus comme des cadres flottants, sont constitués d'une poutre continue à cinq travées, de hauteur constante, liée monolithiquement aux quatre piles intermédiaires.

Les réactions de l'ouvrage sont intégralement transmises aux calcaires du Kimméridgien au moyen de pieux forés tubés ($\varnothing 120$ cm), de puits rectangulaire ou de semelles traditionnelles. La topographie accidentée du toit des calcaires a nécessité un ancrage particulier de la pointe de certains pieux à l'aide de micropieux.

Les piles octogonales de largeur modérée (300 x 140 cm) permettent de réduire au maximum l'effet d'encombrement optique des deux viaducs biais sur le site. Les liaisons monolithiques en tête des piles favorisent un entretien minimal de l'ouvrage.

Le tablier est constitué d'un caisson de 2.5 m de hauteur muni de porte-à-faux de 3.5 m de largeur. L'élancement des travées principales de 56.1 m se monte à 22.5. Le choix des portées et l'implantation des piles sont dictés par le franchissement biais de la route cantonale, de la voie de chemin de fer, de la Suze ainsi que par l'orientation générale du vallon.

Précontrainte et mode de réalisation

La conception de la précontrainte est étroitement liée à celle du montage.

The Suze viaducts

Geometry and constraints

Situated on the Tavannes - La Heutte section of the N16, the Suze viaducts cross the cantonal road RC6, the CFF railway and the Suze, with a skew of about 40°, at a maximum height of 30 m.

The structure comprises two separate viaducts of 232 and 238 m in length, whose longitudinal slope varies from 4.75 to 4.96%. The transverse slope of the deck is 6%.

The curvature of the downstream viaduct on plan is constant ($r = 500$ m); that of the upstream viaduct is variable ($r = 480$ to 600 m, $A = 400$ m).

Geology

The viaducts span the erosion valley, deeply hollowed out by the Suze river and, later on, filled in with very compressible silty, argillaceous lacustrine deposits.

The rock substratum of the Kimmeridgian limestone reaches a maximum depth of about 40 m. On the flanks of the valley, one finds fallen slope matter of 1 to 5 m thickness.

General design of the structure

The two viaducts, designed as floating frames, are composed of a continuous five-span girder, of constant height, monolithically connected to the four intermediate piers.

The reactions of the structure are integrally transmitted to the Kimmeridgian limestone by means of bored and tubed piles (dia. 120 cm), rectangular foundation shafts or spread footings. The hilly topography of the limestone bed-rock calls for a special anchorage of the heads of certain piles with micro-piles.

The octagonal piers, of moderate width (300 x 140 cm), allow maximum reduction of the optical «bulk» effect of the two skew viaducts on the site. The monolithic connection at the pier heads facilitates minimal maintenance of the structure.

The deck is composed of a caisson, 2.5 m high, with lateral cantilevers 3.5 m wide. The slenderness ratio of the main 56.1 m spans amounts to 22.5. The choice of spans and the positioning of the piers are dictated by the skew crossing of the cantonal road, of the railway, of the Suze, and by the general orientation of the valley.

Prestressing and construction method

The prestressing design is closely linked to that of the construction.

The caisson of each structure is built in five longitudinal and three transverse stages, using three



Viaduc de la Suze
Flanc nord du vallon, axe 6 terminé, parapets
en construction sur l'axe 4
Suze viaduct
North flank of valley, section 6 completed;
parapets under construction on section 4

Le caisson de chaque viaduc est réalisé en cinq étapes longitudinales et deux étapes transversales, à l'aide de trois cintres constituées de poutres à treillis métalliques suspendus au «nez» de l'étape précédente.

Après bétonnage de l'auge, une première précontrainte longitudinale de 2×2290 kN par âme est mise en oeuvre au moyen de coupleurs afin de soulager le cintre lors du bétonnage de la dalle de roulement sur auge.

Une deuxième précontrainte de même intensité est appliquée après le bétonnage de la dalle sur auge.

Après réalisation progressive des porte-à-faux et des parapets à l'aide de chariots de bétonnage mobiles, une troisième précontrainte longitudinale de 2×2290 kN par âme, doublée par recouvrement sur pile intermédiaire, est mise en oeuvre à l'aide d'ancrages mobiles accessibles au moyen de bossages.

La dalle de roulement est précontrainte dans le sens transversal à l'aide de câbles alternés de 765 kN écartés de 90 cm.

Les parapets sont réalisés sans joint de dilatation sur l'ensemble de l'ouvrage.

L'intégration de l'auge dans le système d'étagage par la mise en oeuvre rapide d'une première précontrainte longitudinale a permis une économie d'environ 25 % sur le coût du cintre.

Quantités principales et coût

Pieux forés tubés	336 m
Micropieux	95 m
Parois clouées et ancrées	2450 m ²
Béton	6050 m ³
Coffrage	18 200 m ²
Armature passive	820 t
Précontrainte	122 t
Coût global	Fr. 11 mio
Coût spécifique	Fr. 1950.—/m ²

steel lattice-girder centres suspended from the «nose» of the preceding stage.

After concreting the trough, a first longitudinal prestress of 2×2290 kN per web is applied by means of couplers, so as to lighten the load on the centering while concreting the deck slab on top of the trough.

A second prestress of equal intensity is applied after concreting the slab over the trough.

After progressively constructing the cantilevers and parapets, using mobile concreting travellers, a third longitudinal prestress of 2×2290 kN to each web, doubled over each pier by lapping, is installed by means of mobile anchorages which are accessible via protruding blisters.

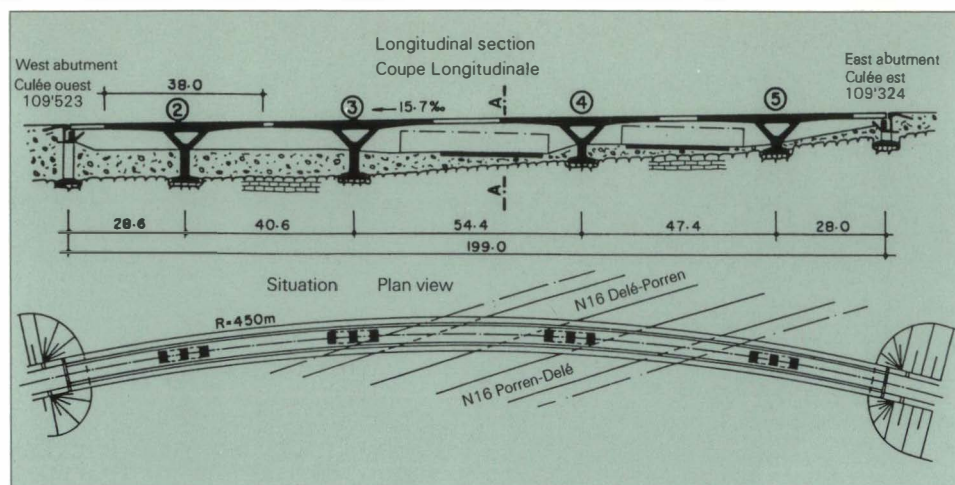
The deck slab is prestressed transversally, using alternating tendons of 765kN, spaced at 90 cm centres.

The parapets are constructed without expansion joints over the entire structure.

The incorporation of the trough in the supporting system, by rapidly applying a first longitudinal prestress, allowed a saving of about 25% on the cost of the centering.

Main quantities and cost

Bored and tubed piles	336 m
Micro piles	95 m
Pinned and anchored walls	2450 m ²
Concrete	6050 m ³
Formwork	18200 m ²
Reinforcing steel	820 t
Prestressing steel	122 t
Global cost	S. Fr. 11 million
Specificcost	S. Fr. 1950 /m ²



Le viaduc CFF du Noir Bois
Noir Bois viaduct (CFF)

Le viaduc CFF du Noir Bois

Maître de l'ouvrage/Owner:

Auteur du projet et direction locale des travaux/Project design and local works management:

Entreprise/Contractor:

Précontrainte/Prestressing:

Cintre/Centering:

Noir Bois viaduct (CFF)

République et Canton du Jura
Département de l'Environnement et de l'Équipement
Service des ponts et chaussées

Bureau GVH Delémont S.A.

Parietti et Gindrat S.A., Porrentruy

Freyssinet SA, Moudon

Robert Aeby, Zürich

Le viaduc CFF du Noir Bois

Géométrie et contraintes

Situé sur le nouveau tracé de la voie CFF Delémont-Porrentruy, le viaduc CFF du Noir Bois franchit les chaussées décalées de la N16 à une hauteur très faible, avec un biais prononcé de 16 à 22°.

L'ouvrage ne comprend qu'une seule voie CFF. Il peut être réalisé sans contrainte du trafic ferroviaire maintenu provisoirement sur la voie existante.

D'une longueur totale d'environ 200 m, le viaduc présente une pente longitudinale de 1.57 % et un rayon de courbure en plan de 450 m constants.

Géologie

Sous une couche superficielle de 1 à 3 m d'épaisseur constituée de remblais et de colluvions de mauvaise qualité, on trouve les calcaires durs et massifs du Kimméridgien (Jura tabulaire).

Conception générale de l'ouvrage

Le passage biais d'un pont-rail au-dessus d'une autoroute, à une hauteur très faible, requiert d'emblée que l'on accorde une importance particulière au critère de l'esthétique dans la conception de l'ouvrage.

En effet, les études de variantes préliminaires ont rapidement démontré qu'un pont-rail de conception et d'élancement traditionnels, implanté selon la géométrie donnée, conduit à une solution lourde, constamment imposée au regard des utilisateurs de la N16.

Le concept original retenu est basé sur les trois éléments suivants:

- Tablier constitué d'une dalle massive à inertie variable.
- Intégration complète des bordures au système porteur du tablier moyennant un élargissement de ces dernières de 60 à 120 cm.
- Système flottant, infrastructure constituée de quatre béquilles de largeur modérée (2.7 m) liées monolithiquement au tablier.

Noir Bois viaduct (CFF)

Geometry and constraints

Situated on the new alignment of the Delémont - Porrentruy railway line, the railway viaduct of Noir Bois crosses the separated carriageways of the N16 at a very low height and with a pronounced skew of 16 to 22°.

The structure comprises only one railway track. It can be built without interfering with the railway traffic which continues to use the existing line temporarily.

The viaduct, with a total length of about 200 m, has a longitudinal slope of 1.57% and a constant radius of curvature on plan of 450 m.

Geology

Underneath a superficial layer, 1 to 3 m thick, consisting of backfill and colluvial deposits of poor quality, one finds the hard and massive Kimmeridgian limestone (tabular Jurassic).

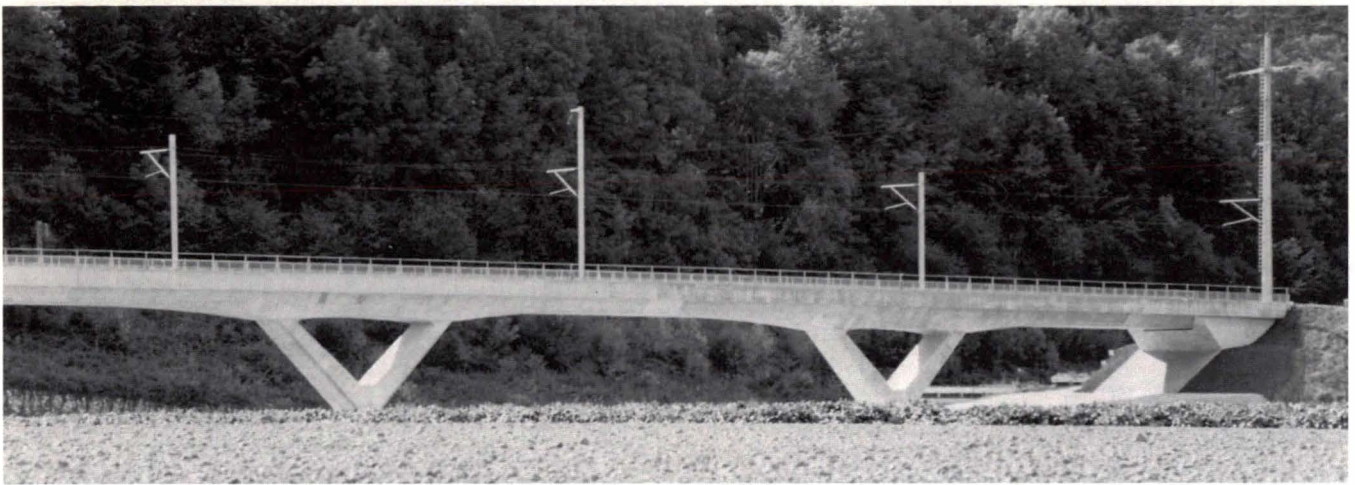
General design of the structure

The skew crossing of a highway by a railway bridge, with very low clearance, requires, from the start, special importance to be attached to aesthetic considerations when designing the structure.

Indeed, the preliminary alternative designs rapidly demonstrated that a railway bridge of traditional design and slenderness, sited in accordance with the given geometry, led to an unaesthetic solution which would be constantly imposed upon the view of the N16 users.

The original concept adopted, is based upon the following three elements:

- Deck, consisting of a massive slab with variable inertia.
- Complete integration of the edge beams with the supporting system of the deck by widening them from 60 to 120 cm.
- A floating system, with an infrastructure consisting of four struts of moderate width (2.7 m) monolithically joined to the deck.



Ces trois éléments de conception conduisent à un ouvrage relativement élancé, de bonne qualité architecturale, dont l'effet d'encombrement optique dans le sens longitudinal est modéré. Le choix d'un tablier massif, intrinsèquement favorable par la réduction du rapport surcharges de trafic/poids propre de l'ouvrage, se traduit par une plus-value de béton et de précontrainte équilibrée par l'économie réalisée dans le coffrage.

Les réactions du viaduc sont intégralement transmises au soubassement rocheux du Kimméridgien par l'intermédiaire de trois fûts verticaux liés monolithiquement aux béquilles (axes 2, 3 et 4) ainsi qu'au moyen de deux appuis mobiles dans le sens longitudinal (axe 5).

Précontrainte et mode de réalisation

L'ouvrage de conception monolithique et de hauteur modérée est relativement sensible aux effets des déformations axiales entravées. Afin de réduire l'influence du retrait, du fluage et des raccourcissements élastiques de la précontrainte, la réalisation du tablier sur cintre fixe traditionnel est fractionnée de la manière suivante:

- Bétonnage de quatre étapes de 38 m symétriques par rapport à l'axe des béquilles. Mise en oeuvre d'une première précontrainte quasi-rectiligne constituée de 12 câbles de 2038 kN disposés à la face supérieure de la dalle et dans la zone extérieure des bordures.
- Clavage de la travée centrale entre les béquilles des axes 3 et 4. Mise en tension d'une deuxième précontrainte, de type parabolique, constituée de 4 câbles de 3531 kN par âme. Inclines à 45°, cette précontrainte évolue entre la face inférieure de la dalle (en travée) et la face supérieure de la bordure (sur appui).
- Réalisation des quatre clavages complémentaires et mise en oeuvre d'une troisième précontrainte, de type parabolique également, constituée de 3 câbles de 3531 kN par âme. Cette précontrainte finale de continuité est enfilée sur 200 m et mise en tension au droit des deux culées.

La compression centrée résiduelle due à la précontrainte, après développement complet des déformations entravées sous l'action du retrait et du fluage, varie de 4,5 à 5,5 N/mm² dans la zone de la travée principale comprise entre les axes 3 et 4.

Quantités principales et coût

Béton	2900 m ³
Coffrage	4500 m ²
Armature passive	340 t
Précontrainte	63 t
Coût global	Fr. 4.34 mio
Coût spécifique	Fr. 2800.-/m ²

These three design criteria provide a relatively slender structure, of good architectural quality, whose optical «bulk» effect in the longitudinal direction is attenuated. The choice of a massive deck – which is intrinsically favourable, due to the reduction of the ratio: traffic surcharge/self weight of the structure – results in an increase in concrete volume and in prestressing which is balanced by the saving in formwork.

The reactions of the viaduct are integrally transmitted to the Kimmeridgian rock substratum by means of three vertical columns, monolithically connected to the struts (axes 2, 3 and 4) and also by means of two mobile bearings in the longitudinal direction (axis 5).

Prestressing and construction method

The structure, of monolithic design and moderate height, is relatively sensitive to the effects of contained axial deformation. In order to reduce the influence of shrinkage, creep and elastic shortening of the prestressing, the construction of the deck on traditional centering is split up in the following manner:

- Concreting of four 38 m sections symmetrically in relation to the axis of the struts. Application of an initial, quasi-rectilinear, prestress, consisting of 12 tendons of 2038 kN positioned in the upper face of the slab and in the external zones of the edge beams.
- Closure of the central span between the struts of axes 3 and 4. Application of a second prestress, of parabolic form, consisting of four tendons of 3531 kN per web. This prestressing, with a 45° slope, is developed between the lower face of the slab (in mid span) and the upper face of the edge beam (at the support).
- Carrying out the four complementary closures and application of a third prestress, also of parabolic form, consisting of 3 tendons of 3531 kN per web. This final, continuity prestress, is threaded through 200 m and tensioned at each abutment position.

The residual centered compression due to the prestress, after complete development of the contained deformations under the action of shrinkage and creep, varies from 4,5 to 5,5 N t mm² in the zone of the main span situated between axes 3 and 4.

Main quantities and cost

Concrete	2900 m ³
Formwork	4500m ²
Reinforcing steel	340 t
Prestressing steel	63 t
Global cost	S Fr. 4.34 million
Specific cost	S. Fr. 2800.-/m ²

Viaduc CFF du Noir Bois
Noir Bois viaduct CFF

Viaduc du Loewenberg

Viaduc du Loewenberg

André Vaucher, ing. dipl. EPFL/MSCE/SIA
GVH St. Blaise SA Bureau d'ingénieurs
2072 St. Blaise

Rudolf Zaugg, dipl. Ing. HTL

AVT Anker + Vorspanntechnik AG
1712 Tafers

Maître de l'ouvrage/Building contractor:

Auteur du projet et direction locale des
travaux/Project author and local supervision
of works:

Entreprises/Companies:

Précontrainte/Prestressing:

Années de construction/Construction years:

Direction des travaux publics du canton de Fribourg
Bureau des Autoroutes

Association des bureaux d'ingénieurs
GVH St. Blaise SA, St. Blaise et Brugger Clément Collaud
SA, Marly

Consortium Losinger SA, W.J. Heller SA, Locher & Cie AG,
Marcel Schouwey SA et Paul Civelli

AVT Anker + Vorspanntechnik AG, Tafers

1990/1993

Introduction

Le viaduc du Loewenberg a fait l'objet d'un concours de projets sur invitation, organisé en 1985 par la Direction des travaux publics du canton de Fribourg, représentée par son Bureau des Autoroutes (BAR) en accord avec l'Office Fédéral des Routes (OFR). Le jury a retenu le projet élaboré par l'association d'ingénieurs GVH St. Blaise SA et Brugger Clément Collaud, Marly parmi 5 projets présentés. L'ouvrage est destiné à assurer le passage de la Route Nationale N1 (Genève - St. Margrethen) dans la dépression du Loewenberg au Sud-Est de la route cantonale Morat-Berne.

Caractéristiques géométriques et contraintes locales

L'ouvrage, d'une longueur de 665,00 m, s'inscrit en plan dans une courbe de 7000 m de rayon et en élévation dans un rayon vertical concave de 30 000 m. La pente longitudinale varie progressivement de 2,43% (culée Lausanne) à 0,58% (culée Berne). Les rampes d'accès de la jonction du Loewenberg rejoignent la Route Nationale en dehors de l'ouvrage, ce qui n'influence pas sa conception. La section transversale a une largeur hors-tout de 25,62 m. Elle est composée de deux ponts parallèles distants de 0,82 m, et présentant chacun une largeur totale de 12,40 m. La pente transversale de 3% pour les voies de circulation, l'accotement central et les voies d'arrêt, reste constante sur toute la longueur de l'ouvrage. La hauteur de la chaussée au-dessus de la dépression est variable. Elle passe de 6,00 m du côté de la culée Lausanne à 20,00 m dans la partie centrale de l'ouvrage. Les contraintes locales sous l'ouvrage, représentées par deux rampes d'accès à l'autoroute, la route communale Loewenberg-Altavilla, des chemins AF et de servitude ainsi que le ruisseau situé dans le Talweg, sont autant de conditions de gabarit à respecter.

Géologie

Le long de l'ouvrage projeté, les couches de terrain rencontrées sont les suivantes:

quaternaire

- Couche de couverture constituée de terre végétale, de limon brun et d'alluvions récentes.
- Alluvions fluvio-glaciaires, constituées de bancs de sables, de sables graveleux et de graviers.
- Moraine altérée constituée d'une matrice limono-salbeuse et de graviers disséminés dans la masse.
- Moraine saine, semblable à la précédente du point de vue granulométrique, mais plus compacte, moins perméable et moins compressible.

tertiaire

- Molasse altérée, définie comme un terrain meuble contenant des argiles peu limoneuses et des sables.
- Molasse saine qui se présente sous la forme d'alternances de grès plus ou moins marneux et de marnes. Cette couche de rocher se situe à une profondeur variant de 1,00 à 2,00 m côté

Introduction

The Loewenberg viaduct was the subject of a design competition by invitation. It was organised in 1985 by the Directorate of Public Works of the Canton of Fribourg, represented by its Motorways Office in agreement with the Federal Highways Office. From the five designs submitted, the jury selected the design prepared by the GVH Consortium of Engineers, comprised of St. Blaise SA and Brugger + Clément + Collaud, Marly. This viaduct is intended to provide the passageway for Federal Highway N1 (Geneva - St. Margrethen) in the Loewenberg basin at the south-east of the Morat-Berne cantonal highway.

Geometric characteristics and local constraints

This structure, with a length of 665,00 m, is a horizontal curve with a radius of 7000 m and a concave vertical curve with a radius of 30 000 m. The lengthwise slope varies progressively from 2,43% (Lausanne abutment) to 0,58% (Berne abutment). The slip roads of the Loewenberg junction join the National Highway outside of the limits of the works, which does not influence its design. The cross-section has an overall width of 25,62 m. It is composed of two parallel bridges at a distance of 0,82 m from each other. Each has a width of 12,40 m. The transverse slope of 3% for the driving lanes, the central verge and the stopping lanes remain constant along the entire length of the structure. The height of the roadway above the basin is variable. It ranges from 6,00 m at the Lausanne abutment to 20,00 m in the central part of the structure. The local constraints beneath the structure, represented by two motorway slip roads, the local Loewenberg-Altavilla road, a forest way and a service road as well as the stream located in the Talweg are also clearance conditions to be respected.

Geology

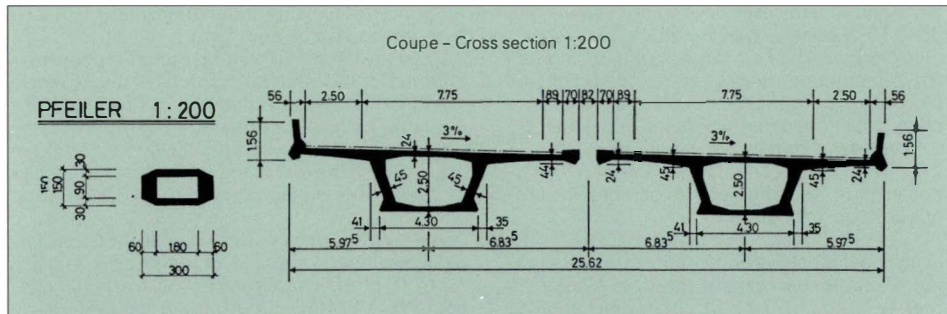
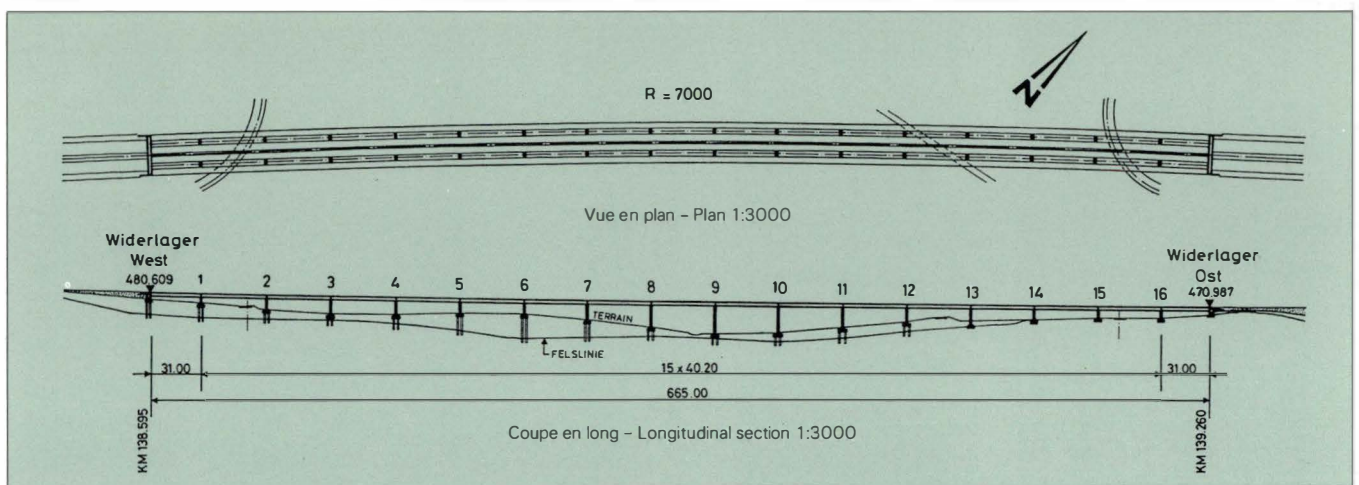
The following soil layers are encountered along the length of the planned structure:

Quaternary

- Top layer consisting of soil, brown silt and recent alluvial deposits.
- Fluvial-glacial alluvial deposits, consisting of sandbanks, gravelly sand and gravel.
- Weathered moraine consisting of a silty matrix and gravel dispersed throughout the structure.
- Healthy moraine, similar to the preceding from the granulometric point of view, but more compact, less permeable and less compressible.

Tertiary

- Weathered sandstone, defined as a soil containing slightly silty clay and sand.
- Healthy sandstone which appears in the form of alternating layers of more or less marly clay or marl. This layer of rock is situated at a depth varying from 1,00 to 2,00 m at the Berne abutment up to 16,00 m in the central zone.



culée Berne jusqu'à 16,00 m dans la zone centrale.

Conception de l'ouvrage

Critères de conception

La conception générale de l'ouvrage a été élaborée sur la base des considérations suivantes:

- Respecter les contraintes d'implantation des piles et des conditions d'espaces libres sous l'ouvrage.
- Développer un ouvrage sobre et esthétique, qui s'intègre bien dans le site.
- Réduire au maximum l'effet d'encombrement optique des piliers par un choix judicieux des sections et des portées de l'ouvrage.
- Implanter l'ouvrage en tenant compte d'une hauteur limitée des culées.
- Concevoir un système porteur simple et économique, présentant un comportement structural optimal et favorisant la maintenance.
- Prévoir un mode de réalisation rationnel.
- Apporter un soin particulier à la conception des détails de construction pour doter l'ouvrage des qualités requises en matière de durabilité.

Système porteur et conditions d'appuis

La prise en compte des critères de conception et le choix du mode de réalisation par poussage cadencé ont conduit à adopter un pont à caisson, présentant une hauteur de tablier constante et une portée maximum de 40,20 m. Les travées de rive, limitées à 31,00 m permettent de réduire les sollicitations lors du poussage et au stade définitif. Pour les ponts amont et aval, on obtient les portées suivantes: $1 \times 31,00 \text{ m} + 15 \times 40,20 + 1 \times 31,00 = 665,00 \text{ m}$. L'ouvrage est conçu comme un pont flottant dans le sens longitudinal. Le tablier est une poutre continue, liée aux piles intermédiaires au moyen d'appuis fixes (piles nos 4 à 12 pour le pont aval et nos 5 à 11 pour le pont amont). Les autres piles sont dissociées du tablier à l'aide d'appuis glissants. Dans le sens transversal, les conditions d'appuis pour les piles et les culées sont assurées par un appui mobile et un appui fixe.

Infrastructure

Les charges de l'ensemble de l'ouvrage sont transmises à la molasse saine au moyen de fondations superficielles ou profondes, selon la profondeur de la couche d'appui:

Design of the Structure

Design criteria

The general design of the structure was prepared on the basis of the following considerations:

- To comply with the restraints on the locations of the piers and the conditions for the clearance beneath the structure.
- To develop a structure with a clean, aesthetic appearance which integrates well into the site.
- To reduce the effects of optical congestion to a minimum through a careful choice of the sections and the spans of the structure.
- To locate the structure taking account of the limited heights of the abutments.
- To design a simple and economic load-bearing system, providing optimum structural behaviour and facilitating maintenance.
- To foresee an efficient method of construction.
- To pay particular attention to the detailed design of the construction to give the structure the properties necessary for durability.

Load-bearing system and load conditions

A box bridge was chosen, taking account of the design criteria and the choice of incremental launching as the method of construction. It has a constant driving slab thickness and a maximum span of 40,20 m. The end spans, limited to 31,00 m, make it possible to reduce the loads during the launching and in the final condition. The following spans were obtained for the upstream and the downstream bridges: $1 \times 31,00 \text{ m} + 15 \times 40,20 + 1 \times 31,00 = 665,00 \text{ m}$. The structure is designed as a floating bridge in the lengthwise direction. The driving slab is a continuous beam, joined to intermediate piers by means of fixed supports (piers nos. 4 to 12 for the downstream bridge and nos. 5 to 11 for the upstream bridge). The other piers are separated from the driving slab with the help of sliding supports. In the transverse direction, the support conditions of the piers and the abutments are provided by a fixed support and a movable support.

Infrastructure

The loads of the entire structure are transmitted to the sandstone mass by means of surface foundations or deep foundations, depending on the depth of the support layer:

- Semelles superficielles pour les fondations nos 13 à 16 et pour la culée Berne.
- Pieux forés de 100 cm de diamètre, surmontés d'une banquette pour les autres fondations (4 pieux/banquette) et pour la culée Lausanne (10 pieux). Les longueurs des pieux, encastés de 1,50 m dans la molasse, varient de 4,00 m à 18,00 m pour s'adapter au toit du rocher. Localement, certains pieux présentent une longueur jusqu'à 32,00 m.
- Surface footings for foundations nos. 13 to 16 and for the Berne abutment.
- Drilled piles of 100 cm diameter, topped by a bench for the other foundations (4 piles/bench) and for the Lausanne abutment (10 piles). The lengths of the piles, embedded by 1,50 m in the sandstone mass, vary from 4,00 m to 18,00 m to adapt to the roof of the rock structure. Locally, certain piles exhibit a length up to 32,00 m.

Les piles octogonales de largeur modérée et de forme allongée sont massives pour les piles nos 1 à 6 et 12 à 16 (1,20 x 3,00) et évidées pour les piles plus hautes nos 7 à 11 (1,50 x 3,00), offrant une meilleure capacité flexionnelle sous la compression donnée. Les têtes de piles présentent, d'une part un évasement longitudinal offrant la place nécessaire à la mise en place de vérins de levage, d'autre part un évasement transversal permettant une introduction directe des réactions d'appui au droit des âmes en maintenant une largeur réduite de la pile. L'épaisseur des piles est le résultat d'un compromis entre les exigences de souplesse nécessaire à la liaison au tablier d'un maximum de piles (déformations imposées) et de rigidité suffisante pour éviter un haubanage auxiliaire des piles lors du poussage du tablier.

Tablier

Le tablier, constitué d'une poutre à caisson de 2,50 m de hauteur, offre toutes les qualités de durabilité et répond aux exigences du mode d'exécution (le poussage cadencé). L'élanement de l'ouvrage ($l/h = 40,20/2,50 \approx 16$) est favorable du point de vue de l'économie de précontrainte centrée lors du poussage réalisé sans pile auxiliaire. La conception du caisson, pourvu d'âmes inclinées, conduit à un rapport judicieux des portées dans le sens transversal. L'épaisseur de la dalle de roulement varie de 24 à 45 cm vers les âmes. L'épaisseur minimum des âmes est fixée à 45 cm et celle de la dalle inférieure à 20 cm. Les possibilités de rationalisation offertes par le procédé de poussage ont favorisé le choix d'un intrados courbe pour les porte-à-faux, dicté par l'esthétique et la réduction de poids propre. Les goussets de liaison entre les âmes et les dalles inférieure et supérieure sont requis aussi bien pour des raisons constructives (ancrages de la précontrainte centrée) que statiques (diffusion des réactions dans l'âme lors du poussage notamment). Les parapets et bordures sont réalisés sans joint de dilatation sur l'ensemble de l'ouvrage. Les entretoises, de 100 cm d'épaisseur, sont bétonnées au droit des appuis après le poussage complet de l'ouvrage par des ouvertures prévues à cet effet dans la dalle de roulement.

Culée de poussage (culée Lausanne)

Toutes les installations de poussage et de retenue du tablier sont concentrées à la culée Lausanne. Sa conception, et plus particulièrement sa partie inférieure, a été élaborée sur la base des dispositifs spécifiques de poussage et de retenue choisis par le consortium d'entreprises. Les efforts horizontaux importants qui agissent sur la culée en

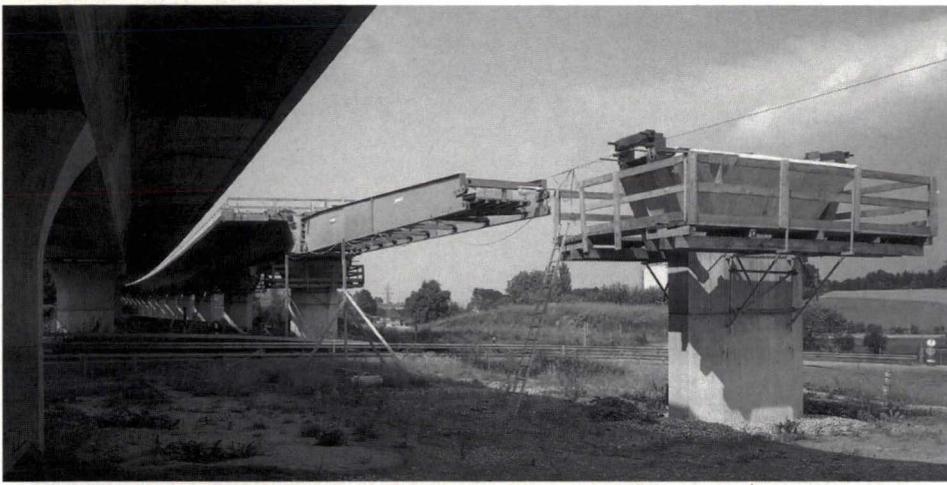
The octagonal piers with a variable width and an elongated shape are solid for piers nos. 1 to 6 and 12 to 16 (1,20 x 3,00) and hollow for higher piers nos. 7 to 11 (1,50 x 3,00) providing better flexibility under the given compression. On one hand, the heads of the piers provide an enlarged area lengthwise, offering the space necessary for the installation of the lifting jacks. On the other hand, they provide an enlarged area transversely permitting the direct application of the support forces in the webs while maintaining a reduced width of the pier. The thickness of the piers is the result of a compromise between the requirement to provide the maximum flexibility necessary at the connection of the driving slab to the piers (deformation impossible) and the need for adequate rigidity to prevent auxiliary suspension of the piers during the launching of the driving slab.

Driving slab

The driving slab, consisting of a box girder with a height of 2,50 m offers all qualities of durability and complies with the requirements of the method of construction (incremental launching). The slenderness of the structure ($l/h = 40,20/2,50 = 16$) is favourable from the point of view of the economy of the centroidal prestressing performed during the launching without an auxiliary pier. The design of the box, provided with sloping webs, leads to a favourable ratio of spans in the traverse direction. The thickness of the driving slab varies from 24 to 45 cm toward the webs. The minimum thickness of the webs is fixed at 45 cm and that of the lower slab at 20 cm. The possibilities of rationalisation offered by the incremental launching procedure favour the choice of a curved intrados for the cantilever, dictated by aesthetics and the reduction of the weight of the structure itself. The gussets joining the webs to the upper and the lower slabs are required for design reasons (anchorage of the centroidal prestressing) as well as static reasons (spreading of the forces within the web, primarily during the launching). The parapets and the guide walls are constructed without expansion joints along the whole of the structure. The bracings, 100 cm thick, are concreted in the supports after the complete launching of the works through openings provided for this purpose in the driving slab.

Launching abutment (Lausanne abutment)

All the installations for the launching and the restraining of the driving slab are concentrated at the Lausanne abutment. Its design and, in particular, the lower part was prepared on the basis of specific launching and restraining devices chosen by the engineering consortium. The large horizon-



Avant-bec métallique
Launching nose



Le gros oeuvre du premier pont exécuté
The first outside finish bridge executed

phase de poussage de l'ouvrage ou de repos sont repris directement au moyen de sommiers en béton précontraint reliant la culée à l'aire de bétonnage du tablier située en amont. Cessomiers, qui reposent sur des pieux, constituent un système flottant permettant de transmettre les efforts au terrain.

Précontrainte

La précontrainte comprend trois types de câbles AVT:

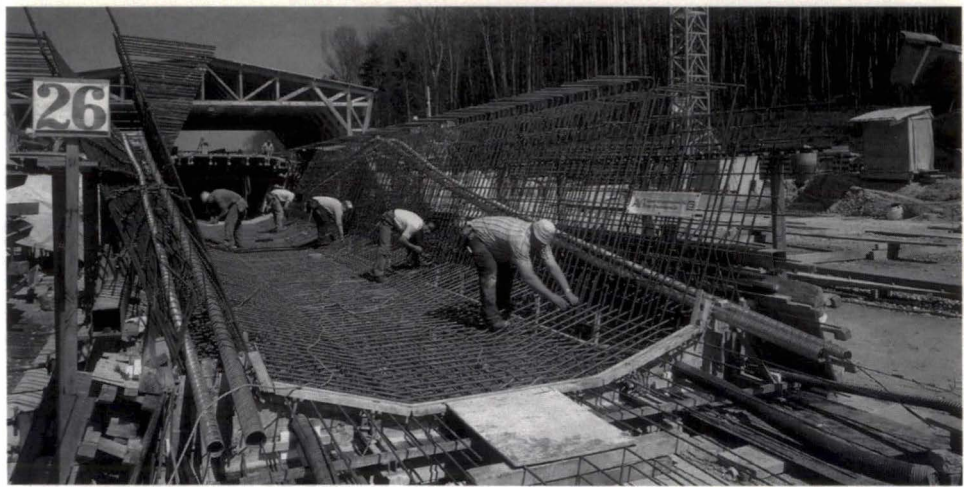
- Les câbles longitudinaux rectilignes, disposés dans les dalles inférieure et supérieure, qui assurent une précontrainte centrée requise par les sollicitations engendrées durant les phases de poussage du tablier. Cette précontrainte est constituée de câbles de 1500 kN et de 900 kN. Les câbles sont mis en tension à 100%, 3 jours après le bétonnage de chaque étape. La continuité des câbles sur toute la longueur de l'ouvrage est assurée par des coupleurs fixes, disposés toutes les deux étapes. Cette précontrainte participe à la résistance finale de l'ouvrage.
- Les câbles transversaux de 500 kN disposés dans la dalle de roulement. Leur espacement est de 1,00 m et les ancrages mobiles et fixes sont alternés.

tal forces which act on the abutment during the phase of launching the structure and the rest phase are borne directly by prestressed concrete bases joining the abutment to the concrete-pouring area for the driving slab located upstream. These bases, which rest on piles, constitute a floating system, making it possible to transfer the forces to the ground.

Prestressing

The prestressing comprises three types of AVT cables:

- Longitudinal rectilinear cable, located in the upper and lower slabs, which ensure the centroidal prestressing required by the loads incurred during the phase of launching the driving slab. This prestressing is composed of cables of 1500 kN and 900 kN. The cables are tensioned to 100% three days after the concreting of each step. The continuity of the cables along the complete length of the structure is ensured by fixed connections, located at every second stage. This prestressing contributes to the final strength of the structure.
- Traverse cables of 500 kN located in the roadway slab. Their spacing is 1,00 m with alternating movable and fixed anchors.



Pose de l'armature et des gaines vides pour la précontrainte de continuité
Placing of the reinforcement and the empty sheaths for the continuous prestressing

- La précontrainte parabolique constituée par âme de 1 câble de 1500 kN et 1 câble de 2400 kN. Ces câbles sont mis en place par enfilage dans les gaines prévues à cet effet, après le poussage complet de l'ouvrage. Cette opération est réalisée à partir des extrémités du tablier ou des bossages disposés à l'intérieur du caisson.

Méthode de construction

La particularité de cet ouvrage 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 sur les appuis définitifs, dont l'adaptation permet le glissement du tablier. Trois zones de fabrication d'environ 21,00 m de longueur chacune, aménagées à l'arrière de la culée Lausanne, permettent de construire le pont en 33 éléments successifs (1 x 21,35 + 31 x 20,10 + 1 x 21,35). La section transversale est réalisée progressivement en trois étapes, qui correspondent aux zones de fabrication.

- dalle inférieure sur la zone 1
- âmes et dalle de roulement sur la zone 2 - bordure et parapet sur la zone 3

Ces 3 étapes sont réalisées en continu selon un programme hebdomadaire très précis. Les bétonnages de la dalle inférieure (étape n-1) et des bordures et parapets (étape n+1) sont prévus le mercredi alors que le jeudi est consacré au bétonnage des âmes et de la dalle de roulement (étape n). Le lundi matin, après la mise en tension de la moitié des câbles de la précontrainte centrée et de la totalité de la précontrainte transversale, on procède au poussage. Deux vérins de levage, disposés sur une surface de glissement, soulèvent le pont de 5 mm (R = 6000 kN, reprise de la réaction d'appui de la culée) et sous l'action de deux vérins horizontaux se déplacent d'environ 24 cm en direction Berne. L'opération se répète jusqu'au déplacement total de l'ouvrage de 20,00 m environ, réalisé en 4 à 5 heures dans des conditions normales. Le poussage est effectué dans le sens de la pente. Un dispositif de retenue permet de garantir la sécurité lors de toute l'opération. Lors du dernier poussage, le poids total du tablier à déplacer représente environ 123 000 kN. Grâce à cette technique, l'exécution de 665,00 m de pont nécessite environ 9 mois. Sur les piliers, des appuis latéraux de guidage maintiennent la position du tablier lors du poussage et assurent la reprise des charges horizontales transversales dues au vent principalement. Le glissement du tablier sur les appuis définitifs est assuré au moyen de plaques Téflon intercalées entre la dalle inférieure et la plaque supérieure de l'appui bloquée provisoirement pendant le poussage et recouverte d'une tôle en acier inoxydable. A la fin du poussage, les appuis sont transformés en appuis définitifs par le déblocage de la plaque supérieure d'appui, l'enlèvement de la tôle en acier inoxydable et la mise en place d'un mortier de scellement entre la plaque supérieure et le béton du pont. Pour prévenir tout incident dû par exemple à un mauvais manipulation des plaques de

- The parabolic prestressing which consists of one cable of 1500 kN and one cable of 2400 kN per web. These cables are put in place by pulling through sheaths provided for this purpose, after the complete launching of the structure. This operation is performed starting with the ends of the driving slab or recesses located in the interior of the box.

Method of construction

The special feature of this work is found in the principle of construction of the driving slab through cycles of concreting on a fixed fabrication area and cycles of launching the complete section on the final supports adapted to permit the sliding of the driving slab. Three construction zones, each about 21.00 m long and located behind the Lausanne abutment, made it possible to construct bridge in 33 successive elements (1 x 21.35 + 31 x 20.10 + 1 x 21.35). The transverse section is constructed progressively in three steps which correspond to the construction zones.

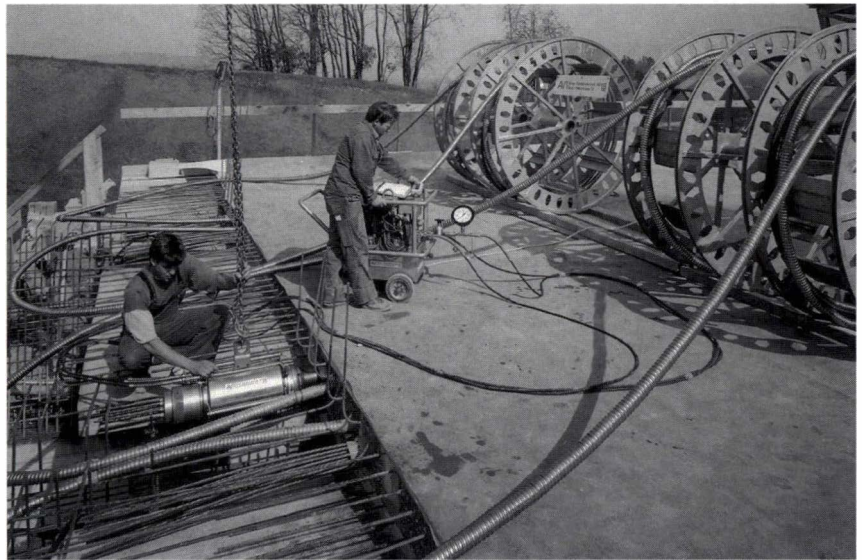
- Lower slab on zone 1
- Webs and driving slab on zone 2
- Guide wall and parapet on zone 3

These 3 steps are performed continuously in accordance with a very precise weekly program. The concreting of the lower slab (step n-1) as well as the guide walls and parapet (step n+1) are foreseen on Wednesday, while Thursday is reserved for the concreting of the webs and the roadway slab (step n). On Monday morning, after tensioning half of the centroidal pretensioning cables and all of the transverse pretensioning cables, the launching begins. Two lifting jacks, equipped with a sliding surface, raise the bridge by 5 mm (R = 6000 kN, taken by the supporting force of the abutment) and moved approx. 24 cm in the direction of Berne under the influence of two horizontal jacks. The operation is repeated until a total displacement of the structure by approx. 20.00 m, which can be performed in 4 to 5 hours under normal conditions. The structure is launched in the direction of the slope. A restraining fixture makes it possible to guarantee safety throughout the complete operation. During the final launching operation, the total weight of the driving slab to be displaced represents approx. 123 000 kN. Thanks to this technique, the construction of the 665.00 m long bridge requires only approximately 9 months. On the piers, lateral guide supports maintain the position of the driving slab while being launched and ensure that the horizontal forces caused by the main wind are taken. The sliding of the driving slab on the final supports is ensured by means of Teflon plates inserted between the lower slab and the upper plate of the support, temporarily blocked during the launching and covered by a sheet of stainless steel. At the end of the launching, the supports are converted to permanent supports by the release of the upper support plate, the removal of the sheet of stainless steel and the insertion of sealing mortar between the upper plates and the concrete of the bridge. To prevent any incidents caused by improper manipulation of the

glissement, un dispositif de déclenchement automatique du système de poussage est installé sur chaque pile et réglé sur la base du déplacement maximum admissible de la tête de pile. En tête du pont, un avant-bec métallique d'une longueur de 25,00 m permet de réduire les sollicitations de la zone frontale du tablier lors du premier franchissement des travées. Cette méthode d'exécution requiert des contrôles géométriques importants afin de connaître en tout temps la position exacte de l'ouvrage (en plan et niveaux). Pour les deux tabliers du Loewenberg, la précision a été remarquable, puisqu'ils se trouvent à quelques millimètres de leur position théorique finale. Les piles sont réalisées au moyen d'un coffrage grim pant d'une étape maximale de 2,90 m. L'évasement des têtes étant similaire pour le deux types de piles, un seul coffrage est nécessaire pour leur bétonnage, avec adaptation pour les largeurs différentes (1,20 m et 1,50 m)

Résumé

La Route Nationale RN1 franchit la dépression du Loewenberg au moyen de deux viaducs jumelés de 665,00 m de longueur. Leur superstructure est constituée de poutres à caisson, qui sont le résultat d'un compromis entre les exigences du mode de construction (poussage cadencé), de l'esthétique et de l'intégration dans le site. Les réactions sont intégralement transmises à la molasse saine au moyen de fondations superficielles et profondes (pieux). Le mode de réalisation du tablier et la mise en oeuvre d'une précontrainte longitudinale et transversale confèrent à l'ouvrage les qualités requises en matière de durabilité. La technique du poussage cadencé utilisée pour la construction du viaduc du Loewenberg est une solution économique, rationnelle et bien adaptée à l'ouvrage.



Mise en tension des câbles centrés. Les câbles traversants sont bien visibles sur les bobines.
Stressing of the centroidal cables. The running through cables are visible on bobbins.

sliding plate, for example, an automatic release of the launching system is installed on each pier and regulated on the basis of the maximum permissible displacement of the head of the pier. At the head of the bridge, a leading metal guide piece with a length of 25,00 m makes it possible to reduce the loads of the front zone of the driving slab when crossing the piers for the first time. This method of construction requires considerable geometrical control to know the exact position of the structure (vertically and horizontally) at all times. For the two Loewenberg driving slabs, the precision was remarkable as they were located within a few millimetres of their theoretical final positions. The piers were constructed using a slip form with a maximum advance of 2,90 m. As the widening of the heads was similar for the two types of piers, a single form was necessary for their concreting, with adaptation for the different widths (1,20 m and 1,50 m).

Summary

Federal Highway RN1 crosses the Loewenberg basin on twin viaducts, 665,00 m in length. Their superstructure consists of box girders which are the result of a compromise between the requirements of the method of construction (incremental launching), aesthetics and integration in the site. The forces are transmitted completely to the healthy sandstone by means of surface and deep foundations (piles). The method of construction of the driving slab and the installation of longitudinal and transverse prestressing cables ensure that the structure has the necessary qualities concerning durability. The incremental launching technique used for the construction of the Loewenberg viaduct is an economical and rational solution which is very well adapted to the structure.

Rheinbrücke N4, Schaffhausen

Rhine Bridge N4, Schaffhausen

Paul Wüst, dipl. Bauing. ETH/SIA,

Wüst + Stucki + Partner,
8200 Schaffhausen

Jürg Däniker, Bauing. HTL,

StahlTon AG,
8034 Zürich

Bauherren/Client:	Baudepartement des Kantons Schaffhausen Direktion der öffentlichen Bauten des Kantons Zürich Nationalstrassenbüro des Kantons Schaffhausen F. Preisig AG, Bauingenieure und Planer, Zürich
Projektleitung/Project Management:	Ingenieurgemeinschaft Rheinbrücke N4 - Wüst + Stucki + Partner, Schaffhausen - Gruner AG, Ingenieurunternehmung, Basel
Projekt und Bauleitung/Consulting Engineers and Site Supervision:	Prof. Dr. R. Walther Walther Mory Maier Bauingenieure AG, Basel
Experte/Expert:	Germann Stulz Partner, Architekten, Zürich
Architekt/Architect:	Arbeitsgemeinschaft Rheinbrücke N4 - Dal Bosco & Zingg AG, Schaffhausen - Gabl AG, Schaffhausen - Preiswerk & Cie AG, Zürich - GU- Tiefbau AG, Schaffhausen
Ausführung/Contractors:	Projekt Lehrgerüst: Ing. Büro H. Schürer, Zürich Lehrgerüstfundation im Rhein: Eggstein AG, Luzern Stahlbau: Zwahlen & Mayr SA, Aigle Schräggabel, Vorspannung, Anker: StahlTon AG, Zürich
Subunternehmer/Subcontractors:	

1. Projektbeschreibung

1.1 Vorgeschichte

Der Brückenschlag über den Rhein ist Bestandteil der zweispurigen Nationalstrasse N4 in der Region Schaffhausen. Diese wird den Verkehr auf der Nord-Süd Achse Stuttgart – Schaffhausen Richtung Gotthard aufnehmen.

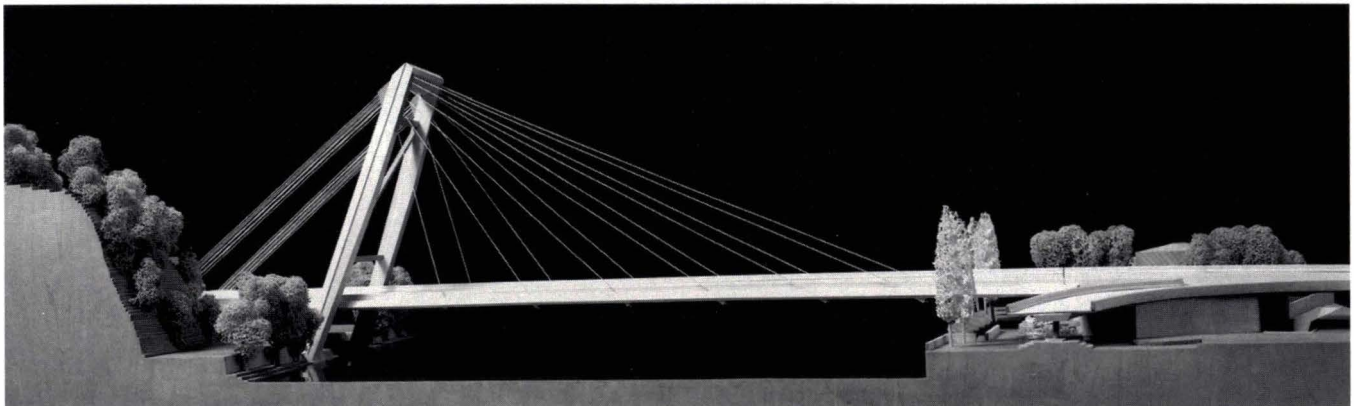
Jahrelange Diskussionen über Standort und Hoch- oder Tieflage der Brücke gingen dem Bau voraus. Im Ausführungsprojekt von 1983 war eine dreifeldrige vorgespannte Balkenbrücke vorgesehen. 1990 entschloss sich die Projektleitung, das Brückenprojekt nochmals zu überdenken. Ausschlaggebend waren Vorbehalte bezüglich

1. Description of Project

1.1 Historical Background

The bridge over the river Rhine is part of the two-lane national highway N4 in the region of Schaffhausen, which will carry the traffic of the north-south axis Stuttgart – Schaffhausen in the direction of Gotthard.

Years of discussion regarding the site and the high or low position of the bridge preceded the construction work. In the project accepted in 1983 it was planned to have a three-span prestressed beam bridge, but in 1990 the consulting engineers decided to reappraise the design. The main reasons were doubts concerning the foun-



der Fundation der Flusspfeiler am Rande einer heterogenen Felsabbruchkante und der Wunsch, die monotone Strassenführung über den Rhein mit einer zeitgemässen und konstruktiv überzeugenden Brücke zu beleben. Massgebende Gründe zugunsten einer Schräggabelbrücke mit nur einem Pylon auf dem Flussufer waren:

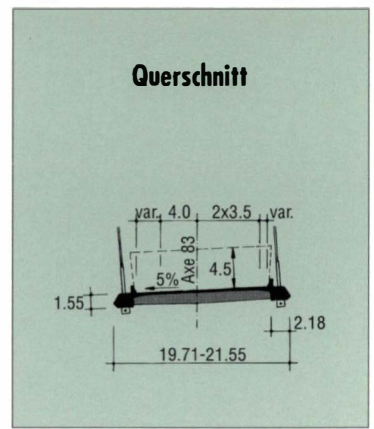
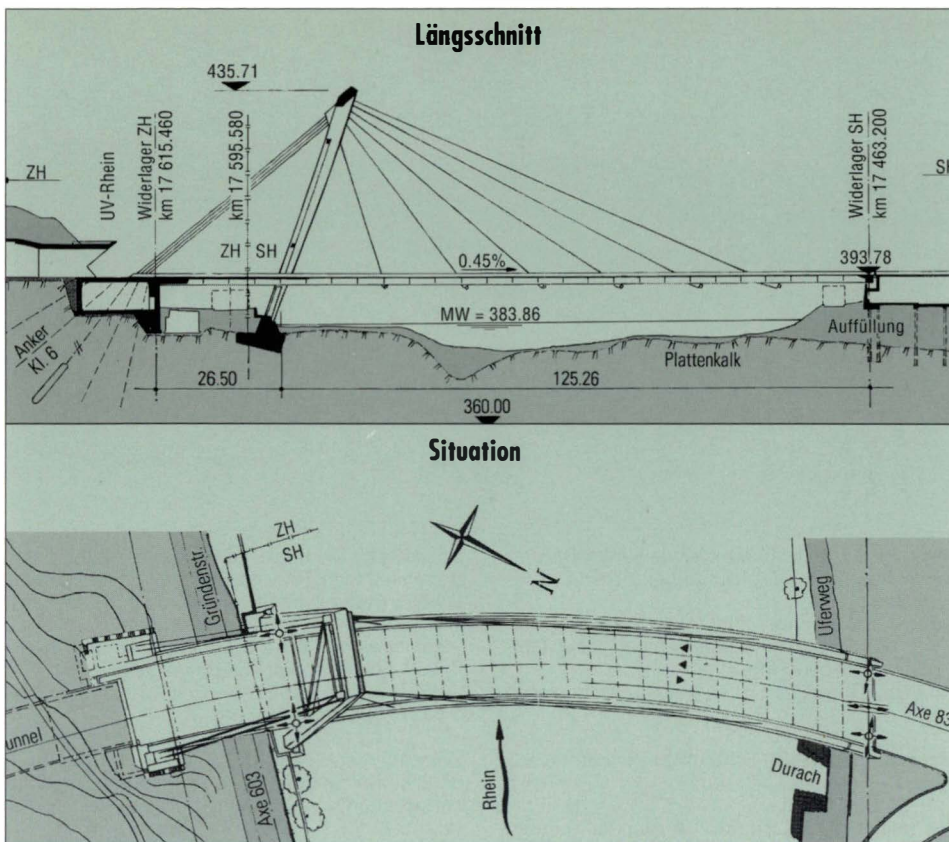
- Die Wasserfläche des Rheines wird freigehalten.
- Der Unterlauf des Kraftwerkes wird nicht gestört.
- Teure Flussfundamente und Baugrubenumschliessungen entfallen.
- Der Pylon kann im hochliegenden Fels fundiert werden.
- Der Erholungscharakter des Fluss- und Ufer- raumes wird erhalten.
- Städtebaulich betont die Neigung des Pylons die Linienführung der Brücke zwischen dem Hauptportal des Kohlfirsttunnels in felsiger Hanglage (Süd) und dem gewerblich, industriellen Quartier Seite Schaffhausen (Nord).

In 2 Jahren konnte das Projekt baureif ausgearbeitet werden.

der Fundation der Flusspfeiler am Rande einer heterogenen rocky ledge and the desire to avoid a monotonous highway crossing of the Rhine by having a modern and structurally attractive bridge. The deciding factors in favour of a cable-stayed bridge with only one pylon were:

- the surface of the river Rhine is kept as free as possible.
- the downstream conditions of the hydroelectric power plant are not impaired.
- expensive foundations in the river and excavation supports are not needed.
- the pylon can be founded in the higher-lying rock.
- the recreation character of the river and its banks is retained.
- due to urban construction considerations the inclination of the pylon dictates the alignment of the bridge between the main portal of the Kohlfirst tunnel in a rockyslope (south) and the industrial area on the Schaffhausen side (north).

The project could be brought to the construction stage in a period of only 2 years.



- Punktkipplager (zweiachsig verschiebbar)
- Führungslager (einachsig und vertikal verschiebbar)

1.2 Das Projekt

Die Schrägkabelbrücke überspannt den Rhein stützenfrei mit einer Spannweite von 125.3 m, ergänzt durch ein Randfeld von 26.5 m. Im Grundriss weist die Brücke eine starke Krümmung auf ($R=280+400$ m). Der 51 m hohe Pylon ist gegen den Fluss um 20° geneigt. Der Überbau besteht aus einer schlanken Betonplatte (28 cm) mit vorgespannten Randträgern. Stahlquerträger im Verbund mit der Fahrbahnplatte, verbinden die Hauptträger im Abstand von 5.50 m.

Das Hauptfeld ist an 2x6 Schrägkabel fächerförmig aufgehängt. Der Abstand der Aufhängepunkte in den Längsträgern beträgt 16.5 m. Die Anzahl der Schrägkabel resultiert aus der zulässigen Spannweite beim Auswechseln eines Schrägkabels. Die Rückverankerung des Pylons erfolgt mit 2x8 parallelen Kabeln.

1.3 Statisches System

Der Pylon ist im Baugrund elastisch eingespannt und im Widerlager Süd durch die Schrägkabel zurückverankert.

Der Brückenüberbau ist mit dem Widerlager Süd monolithisch verbunden und voll eingespannt. Allseitig bewegliche Punktkipplager sind beim Pylon und dem Widerlager Nord eingebaut. Beim Widerlager zusätzlich ein Führungslager.

Die horizontale Krümmung des Überbaus bewirkt an der Pylonspitze Horizontalkräfte, die durch eine Querversteifung aus Stahl und durch asymmetrische Ausbildung des Pylons aufgenommen werden.

1.4 Versuche am Modell

Die Versuche der EPFL sind in einem separaten Beitrag beschrieben.

2. Bauvorgang – Drei Baustellen

Trotz der Neuprojektierung der Brücke hielt die Bauherrschaft am vorgesehenen Eröffnungstermin der N4 im Jahre 1996 fest. Auf Grund des verlangten raschen Baufortschritts und der horizontalen Krümmung wurde auf eine Ausführung

1.2 The Project

The cable-stayed bridge spans the Rhine without intermediary supports over a length of 125.3 m, with an additional access section of 26.5 m. The bridge is strongly curved in plan ($R=280+400$ m). The 51 m high pylon inclines towards the river at an angle of 20° . The superstructure consists of a slender concrete slab (28 cm thick) with prestressed lateral main beams. Transverse steel girders, acting with the highway deck and spaced at 5.50 m centres, connect the main beams.

The main superstructure is suspended by a 2x6 fan-shaped cable system. The distance between support points in the main beams is 16.5 m. The number of stay cables is determined by the admissible span when replacing one of them. The pylon is back-anchored using 2x8 parallel cables.

1.3 Statical System

The pylon is elastically supported in the ground and back-anchored to the abutment south through the stay cables.

The bridge superstructure is monolithically connected with the abutment south and completely built-in. Point rocker bearings movable in all directions are installed at the pylon and the abutment north. The abutment is also fitted with a guide bearing.

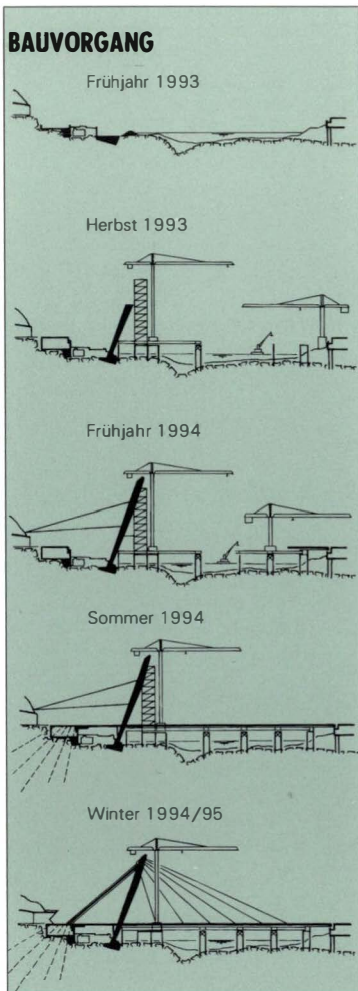
The horizontal curvature of the superstructure causes horizontal forces to the top of the pylon, which are resisted by a lateral steel stiffener and by means of the asymmetric pylon construction.

1.4 Model Tests

The model tests carried out at the Federal Institute of Technology in Lausanne are described in a separate paper.

2. Construction Procedure – Three Construction Sites

Despite the completely new design the client decided to keep to the original opening date of the N4 in 1996. Because of the short construction period imposed and the horizontal curvature, con-



im Freivorbau verzichtet. Der gewählte Bauvorgang ermöglicht das gleichzeitige Arbeiten an 3 Bauteilen.

- Bau des Widerlager Süd
- Bau des Pylons mit Kletterschalung und temporärer Abspannung.
- Baudes Überbaus auf Lehrgerüst von Nord nach Süd.

Mit dem Einbau der Schrägkabel werden die 3 Bauteile verknüpft.

Die gesamte Bauzeit inkl. Ausbauten beträgt 21/2 Jahre.

3. Foundation

Brücke, Lehrgerüst und Pylon sind im Fels (Malmkalk) fundiert. Das Eigengewicht des Widerlagers reicht nicht aus, um die Kräfte aus den Schrägkabeln aufzunehmen. Es wird zusätzlich mit permanenten Anker im Fels, auf dem es fundiert ist, verankert.

Zur Wahl des Ankertyps wurden 2 Versuchsanker eingebaut. Darauf basierend sind im Projekt insgesamt 64 Anker CONA-Sol (2 1ø0.5") mit einer freien Ankerlänge von 32 m bis 45 m und 10 m Verankerungslänge vorgesehen. Die Gebrauchslast beträgt 1900 kN und die Prüflast 2850 kN.

Die Kontrolle der Dichtigkeit des PE-Mantels und die Isolation des Ankerkopfes erfolgt mit elektrischen Widerstandsmessungen. 25% der Anker sind als Messanker mit permanenter Kraftkontrolle, der Rest als Kontrollanker ausgebildet. Zudem ist der erforderliche Platz reserviert, um alle Anker nötigenfalls neu erstellen zu können.

Als globaler Sicherheitsfaktor wurde sowohl materialtechnisch, als auch felsmechanisch ein Sicherheitsfaktor $S=2.0$ bezüglich Gebrauchsniveau eingerechnet. Die Anker müssen gegenüber der SIA Norm 19 1 verschärfte Anforderung in Bezug auf den Korrosionsschutz genügen.

4. Überbau

Die Kräfte, die auf den Überbau einwirken, werden von der Fahrbahnplatte in die an den Schrägkabeln aufgehängten, Hauptträger geleitet. Mit der Ausführung der Querträger in Stahl an Stelle von Beton konnten die Eigenlasten des Überbaus reduziert werden. Die Stahlträger dienen zudem bereits im Bauzustand als Tragelement.

Fahrbahnplatte und Hauptträger aus Beton B45/35 werden vom Widerlager Nord und Süd gegen die Arbeitsfuge beim Pylon gebaut.

Die Spannsysteme der Firma StahlTon AG ermöglichen eine optimale Anpassung der Vorspannung an die auftretenden Beanspruchungen. Die Hauptvorspannung in den beiden Längsträgern besteht aus je 10 bis 14 BBRV-Spannkabel Typ 2350 (52ø7) die über mehrere Felder resp. von Widerlager zu Widerlager verlaufen. Als Schwind-

struction by the balanced cantilever method was dispensed with. The chosen construction method enables to work simultaneously on three sections:

- construction of the abutment south
- construction of the pylon with climbing formwork and temporary tie-down cables
- construction of the superstructure on the falsework from north to south.

With the installation of the stay cables the three parts of the structure will be connected. The total construction time including finishing work is 2.5 years.

3. Foundation

Bridge, falsework and pylon are all founded on rock (Malm limestone). The self-weight of the abutment is insufficient to resist the forces in the stay cables. In addition, permanent anchors in rock, on which it is founded, are required.

To select an anchor type two test anchors were installed. Based on the results of the tests altogether 64 anchors of the type CONA-Sol (2 1ø0.5") with a free anchor length of 32 m to 45 m and 10 m anchorage zone are envisaged in the project. The working load amounts to 1900 kN and the test load 2850 kN.

The watertightness of the polyethylene (PE) tube and the insulation of the anchor head will be checked using electrical resistance measurements. 25% of the anchors will be equipped with permanent load cells for force monitoring. The remainder of the anchors are such that checking is possible at any time. Furthermore, the required space is reserved to enable the reinstallation of all anchors if necessary.

As a global safety factor both from the material-technological and the rock mechanics points of view a factor of 2.0 in relation to working load was selected. With regard to corrosion protection, the anchors have to satisfy stricter requirements than in the Swiss Standard SIA 19 1.

4. Superstructure

The forces acting on the superstructure are transmitted by the deck slab to the main beams to which the stay cables are attached. By choosing steel transverse beams instead of concrete ones the self-weight of the superstructure could be reduced. In addition, the steel beams can already be incorporated into the falsework as structural elements during the construction stage.

The deck slab and main beams made of concrete B45/35 are constructed from the abutments north and south towards the expansion joint at the pylon.

The post-tensioning systems of the StahlTon AG enable an optimum adjustment of the prestressing to any loading. The main prestressing in each main beam consists of 10 to 14 cables of the

vorspannung werden in jeden Längsträger 2 BBRV-Spannkabel Typ 1000 (22ø7) und in der Fahrbahnplatte in Längsrichtung 19 CONA-Monolitzenkabel 180V (1ø0,6") eingebaut, feldweise abgespannt und gekuppelt.

5. Pylon

Kernstück der Brücke ist der Pylon. Er stellt an Projektverfasser und Unternehmer sehr hohe Anforderungen bezüglich Statik, Geometrie und Sicherstellung der geforderten Qualität.

Die Pylonstiele werden mit Kletterschalungen in Etappen à 3.80 m hochgezogen und in der 6. und 10. Betonieretappe durch BBRV-Kabel (74ø7, resp. 108ø7) temporär abgespannt. Diese Abspannkabel werden an Spannkabel angekuppelt welche in zwei seitlich des Tunnelportals liegenden Betonblöcken einbetoniert sind. Die Betonblöcke sind mit je 6 temporären Ankern CONA-Sol L18 (Gebrauchslast 1750 kN) im Fels verankert. Diese temporäre Abspannung ersetzt eine teure, massive Gerüstung. Die Abspannkabel lassen sich jederzeit und beliebig oft regulieren.

Die Herstellung des Pylon erfolgt mit hochwertigem Beton B55/45, mit Bindemittel MS-C 325 kg/m³ (Portlandzement mit 7% Silicafume). Das Silicafume wird mit dem Klinker gemeinsam gemahlen.

6. Schrägkabel

Die HiAm Paralleldrahtkabel weisen folgende charakteristischen Eigenschaften auf:

- HiAm-Verankerungen sind für hohe dynamische Beanspruchungen ausgelegt. Bei 2 Mio Lastwechsel mit einer Oberspannung von 0.45f_{tk} beträgt die Dauerschwingfestigkeit Δs mindestens 200 N/mm².
- die Kraftübertragung von den Drähten in die HiAm-Verankerung erfolgt über einen Kaltverguss aus Kunstharzen, Stahlschrot und Zinkstaub.
- die Ankerhülsen mit Gewinde ermöglichen ein einfaches, exaktes Regulieren oder Entspannen der Kabel zu jedem Zeitpunkt.
- Das Polyäthylenrohr und die dauerplastische Korrosionsschutzmasse schützen das Drahtbündel dauerhaft gegen mechanische Beschädigungen und aggressive Umwelteinflüsse.
- der Spanndraht wird während dem Ziehvorgang mit einer Zinkschicht versehen und ist damit bereits ab Lieferwerk gegen Korrosion geschützt.
- der Zusammenbau der HiAm Kabel erfolgt im Werk der StahlTon AG durch geschultes Personal unter optimalen Bedingungen.

Für die Wahl werkgefertigter Schrägkabel sprechen folgende Gründe:

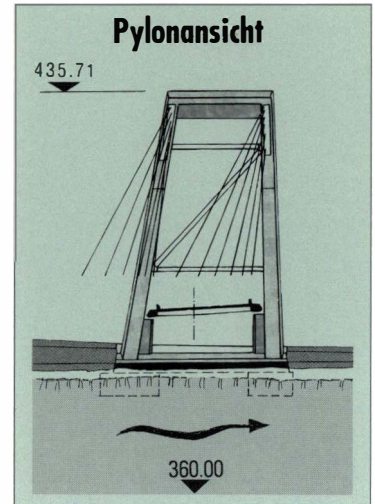
- Kabelzusammenbau und Baustellenarbeiten werden entflochten.
- die Fabrikation der Kabel erfolgt witterungsunabhängig.

type BBRV 2350 (52ø7), which pass over several sections or from abutment to abutment. To take up the shrinkage in the main beams 2 BBRV cables of type 1000 (22ø7) and in the deck slab in the longitudinal direction 19 CONA Monostrand cables 180V (1ø0,6") will be installed, prestressed in each section and coupled together.

5. Pylon

The centre-piece of the bridge is the pylon. It presents the design engineers and the contractors with very high demands regarding the structural, geometric and quality requirements.

The vertical members of the pylon are constructed with the aid of climbing formwork in 3.80 m stages. In the 6th and 10th concreting stage they will be temporarily tied down by BBRV cables (74ø7 and 108ø7, respectively). These tie-down cables are coupled to prestressing cables built into two concrete blocks lying on each side of the tunnel portal. The concrete blocks are anchored in rock using six temporary anchors CONA-Sol L18 (working load 1750 kN). This temporary tying-down does away with the need for an expensive and strong scaffolding. The tie-down cables can be adjusted at any time and as often as desired.



	Anzahl Kabel	Anzahl Drähte ø 7 mm	Kabel Länge m	Kabel Gewicht Kg/m'	Durchm. PE-Rohr mm	Kabel Kräfte	
						Bruchlast F _{tk} [kN]	Gebrauchslast F _{max} [kN]
Rückhalte-kabel	16	313	65.5+67.0	107.6	180	19275	8675
Schrägkabel	4	175	40.5+48.8	65.8	160	10775	4850
	4	235	60.1+74.3	81.8	160	14470	6510
	2	301	87.4+88.7	104.4	180	18535	8340
	2	367	102.3+103.8	127.7	200	22600	10170
Temp. Abspannung	2	74	46.3+65.0	24.4	110	4755	2600
	2	108	53.8+73.9	35.3	125	6940	3800

Tabelle: Charakteristische Werte der Schrägkabel

The tower is constructed using high quality concrete of type B55/45 with mortar MS-C 325 kg/m³ (Portland cement with 7% silica fume). The silica fume is ground together with clinker.

6. Stay Cables

The HiAm parallel wire cables have the following characteristics:

- HiAm anchorages are designed for high dynamic loading. At 2 million load cycles with an upper stress level of 0.45f_{tk} the long-term cyclic strength Δs amounts to at least 200N/mm².
- The force transmission from the wires to the HiAm anchorages is accomplished using a cold injection of artificial resin, steel grit and zinc dust.
- The anchor sleeves with external thread allow simple and exact adjustment or unloading of the cables at any time.

- Die Fabrikation in permanenten Anlagen garantiert ein hohes, kontrollierbares Qualitätsniveau.
- die Montagezeit ist kurz, die übrigen Bauarbeiten können unabhängig davon weitergeführt werden.

Bei der Fabrikation werden die Drähte zu einem parallelen Bündel zusammengefasst, mit Korrosionsschutzmasse beschichtet und in ein starkwandiges PE-Rohr eingezogen. Der Hohlraum zwischen Drähten und Hüllrohr wird mit der gleichen dauerplastischen Korrosionsschutzmasse ausgepresst. Die definitiv geschützten Kabel werden auf Trommeln aufgerollt ausgeliefert und montiert. Das Anspannen und das Regulieren der Schrägkabel erfolgt entsprechend der Solllage der Fahrbahnplatte.

Die gestalterischen Bedingungen berücksichtigend, sind die üblicherweise schwarzen HDPE-Rohre erstmals bordeauxrot eingefärbt.

7. Bauüberwachung und Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung erfolgt aufgrund eines detaillierten Kontrollplans unter Beizug von Geologe, Vermessungsingenieur und Eidgenössischer Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA).

Die Kontrollen des Betons B55/45 mit Bindemittel MS-C brachten folgende Erfahrungen:

- bei einem W/B-Faktor (Wasser-Bindemittel-Faktor) von 0.45 und einem Verdichtungsmass von 1.10 werden die geforderten Würfeldruckfestigkeiten problemlos erreicht.
- Die Frost-Tausalzbeständigkeit gemäss Prüfung Nr.9 (Norm-SIA 162/1) ist hoch.
- Grösste Sorgfalt ist der Betonnachbehandlung mit wärmeisolierenden Matten und Curing-Mittel zu schenken.

8. Kosten

Die Kosten des Rohbaus der Brücke betragen inklusive Schrägkabel und Gerüste 14.6 Mio sFr. Dies ergibt einen Preis von 4300.- sFr pro m² Brückenfläche.

- The PE tube and the durable plastic corrosion protection material permanently protect the bundle of wires against mechanical damages and aggressive environmental influences.
- During the drawing process the stressing wire is provided with a zinc coating and already has corrosion protection when delivered from the manufacturing plant.
- The assembly of the HiAm cables is carried out in the production works of the firm StahlTon AG by trained personnel under optimum conditions.

The choice of factory-produced stay cables has the following points in its favour:

- Cable assembly and site works are separated.
- Fabrication of the cables is independent of weather conditions.
- Fabrication in permanent plants guarantees a high and controllable standard of quality.
- Erection time is short and the other construction works can proceed independently.

During fabrication the wires are gathered into a parallel bundle, coated with corrosion protection material and pulled into a thick-walled PE tube. The space between the wires and the tube is filled under pressure with the same durable corrosion protection material. The final product will be wound onto drums, delivered and installed. The prestressing and the final adjustment of the stay cables are made to correspond to the desired position of the deck slab.

To fulfill aesthetic requirements, the usual black HDPE tubes are for the first time coloured Bordeaux red.

7. Site Monitoring and Quality Assurance

The quality assurance is based on a detailed checking plan involving the geologist, the surveying engineer and the Federal Materials Testing Laboratory (EMPA).

Checking the concrete of type B55/45 with mortar MS-C resulted in the following experiences:

- At a W/B factor (water cement ratio) of 0.45 and a compaction ratio of 1.10 the required cube strengths can be achieved without any problems.
- The resistance to frost and de-icing highway salts is, according to the Test No. 9 (Swiss Standard SIA 162/1), very high.
- Great care must be given to concrete curing using heat insulating mats and curing agents.

8. Costs

The costs of the structure without finishings but including stay cables and scaffolding are 14.6 Mio sFr, resulting in a price of 4300.- sFr per m² of area of bridge.

RhB Landquartbrücke Klosters

Bridge over the Landquart River in Klosters

Bauherrschaft/Client: Rhätische Bahn, 7002 Chur
Ingenieur/Project engineer: H. Rigendinger, 7000 Chur
Unternehmer/Contractor: ARGE Zschokke, Künzli, Lazzarini, Heintr. Hatt-Haller

Walter Maag, dipl. Ing. ETH/SIA
Ingenieurbüro Rigendinger, Chur

Reinhard Kündig, Ing. HTL und
Fredy Saxer, Ing. HTL

SpannStahl AG, 8340 Hinwil Lizenz-
nehmer der DYWIDAG,
München



Gesamtansicht der Landquartbrücke
general view of the bridge over the
Landquart river

Der Brückenneubau ist Teil des Vereinaprojektes der Rhätischen Bahn und hat im Vergleich zur bisherigen Bahnanlage bedeutend mehr Funktionen zu erfüllen. Die Lösung wurde in einer Spannbetonfachwerkbrücke als torsionssteifer einfacher Balken von 76,5 m Spannweite gefunden.

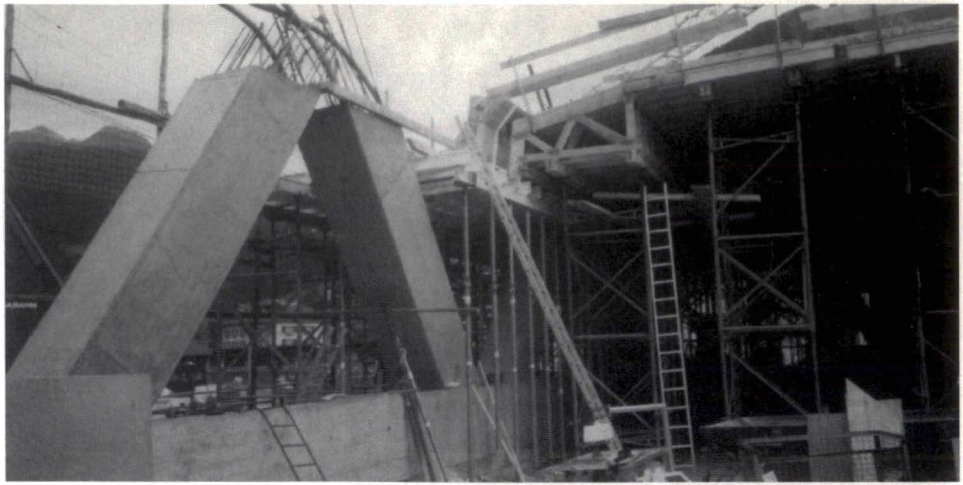
Bauvorhaben

Der neue Brückenschlag über die Landquart ausgangs der Station Klosters ergibt sich aus der Gesamtanlage des Vereinaprojektes. Hier verlässt die Vereinalinie die Prättigauerstrecke, und im eigentlichen Brückenbereich sind noch sämtliche bahnbetrieblichen Beziehungen zwischen den beiden Linien anzuordnen. Die bisherige eingleisige Bahnanlage über die Maillart-Bogenbrücke aus dem Jahre 1930 konnte diesen Anforderungen nicht mehr genügen. Ausserdem zeigte das

The new bridge over the Landquart River in Klosters is part of the new Vereina line project of the «Rhätische Bahn RhB» railway company in eastern Switzerland. The old arch bridge designed by Maillart in 1930 was replaced by a truss girder bridge in prestressed concrete, a torsionally-stiff single span beam with a span of 76,5 m.

Project

The requirements to the new bridge over the Landquart River at the end of the railway station of Klosters arise from the general project of the new Vereina line project. Right at the end of the railway station the lines of Prättigau and Vereina are branching out, partially on the new bridge. The old arch bridge designed by Maillart in 1930 with its single track could not meet the new requirements, furthermore an investigation revealed that it was



Ausgeschaltete Fachwerkstreben
Struts after striking



Schalung und Armierung der Fachwerkstreben
Struts, formwork and reinforcement

Resultat einer durch die Rhätische Bahn Mitte der achtziger Jahre veranlassten Tragwerkuntersuchung auf, dass ein Einbezug der Bogenbrücke in die neue Situation auch vom Bauwerkzustand her nicht mehr in Frage kam. Aus dem 1986 generell genehmigten Vereinaprojekt ergaben sich die entscheidenden Randbedingungen für das neue Brückenbauwerk.

- Aufnahme von 2 Streckengleisen mit den erforderlichen bahnbetrieblichen Wechselbeziehungen unter den beiden Hauptlinien im Brückenbereich.
- Stark gekrümmte Geleisegeometrie.
- Markante Topographie und aussergewöhnliche geologische Situation des linksufrigen Gotschna-Kriechhanges mit jährlichen Hangverschiebungen von ca. 10 mm.
- Lichtraumprofile der beiden wichtigen Gemeindestrassen, der linksufrigen Winkelstrasse und der rechtsufrigen Gotschnastrasse, unter Berücksichtigung der zukünftigen Planungsziele der Gemeinde Klosters-Serneus.
- Brückenstandort in dicht besiedeltem Kurortgebiet.
- Bau der Brücke unter dauernder Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes nach Davos und zur Baustelle des Zugwaldtunnels.

Brückenkonzept

Das statische Grundsystem der gekrümmten aufgelösten Fachwerkbrücke in vorgespanntem Ort beton ist der torsionssteife einfache Balken mit einer Spannweite von 76,5 m. Der Krümmungsradius beträgt in der Brückenachse $R = 125 - 160$ m. Der Querschnitt ist aus der unteren Trogplatte, den beidseitigen Fachwerkträgerebenen und der oberen Druckplatte aufgebaut. An den beiden Enden sind massive Portalrahmen zur Ableitung der grossen Torsionskräfte in die Auflager angeordnet.

Beschrieb der einzelnen Bauteile

Untere Trogplatte:

Die untere Trogplatte mit einer Plattendicke von 60 cm und seitlichen Längsträgern weist eine initiale Vorspannkraft von $P_o = 121\ 100$ kN (23 Stück 27 DYL 140, $V_o = 4\ 700$ kN + 5 Stück 14 DYL 140, $V_o = 2\ 600$ kN) in Längsrichtung, und von $P_o = 168\ 600$ kN (20 Stück 14 DYL 140, $V_o = 2\ 600$ kN + 162 Stück 4 DYL 140, $V_o = 720$ kN) in Querrichtung auf.

Fachwerkstreben:

Die Zugstreben weisen bei einem einheitlichen Querschnitt von 100×80 cm je nach Beanspruchung bis zu 8 Stück 14 DYL 140, $V_o = 2\ 450$ kN Kabel auf.

Obere Druckplatte:

In Längsrichtung wurden einseitig noch 4 Stück 27 DYL 140, $V_o = 4\ 700$ kN Kabel eingebaut. Als Quervorspannung wurden 147 Stück 2 DYL 140,

in a bad structural condition. Taking these facts into account, the RhB railway company decided to replace the old bridge. The new bridge should fulfill the following requirements and respect the following facts:

- space for two tracks with cross-overs of the two railway lines
- sharply curved geometry of the tracks
- delicate geological situation on the left riverside where the Gotschna-slope is creeping about 10 mm per year
- minimum clearance for streets on both riversides - Klosters being a health-resort
- construction of the bridge under maintenance of actual railway traffic.

Conception of the bridge

The design concept of the curved truss girder bridge in prestressed concrete is a torsionally-stiff single span beam with a span of 76,5 m. The radius of curvature in the centre line of the bridge is 125 up to 160 m. The cross section is composed of the trough bottom slab, the truss diagonals on both sides and the compression slab on the top. On both ends solid portal frames transfer the enormous torsional forces to the abutments.

Description of the structural parts

Trough bottom slab:

The trough slab with its integrated beams on both sides is prestressed in longitudinal direction to an initial force of $P_o = 121\ 100$ kN (23 tendons of 27 strands and 5 tendons of 14 strands $\varnothing 0,6''$) and in the transverse direction to $P_o = 168\ 600$ kN (20 tendons of 14 strands and 162 tendons of 4 strands $\varnothing 0,6''$).

Struts of the truss girder:

The struts have an uniform cross section of 100×80 cm and are prestressed corresponding to their load with up to 8 tendons of 14 strands $\varnothing 0,6''$ with $P_o = 2\ 450$ kN each.

Compression slab:

The compression slab is prestressed in longitudinal direction with 4 tendons of 27 strands $\varnothing 0,6''$ with $P_o = 4\ 700$ kN each and in the transverse direction with 147 tendons of 2 strands and 20 tendons of 14 strands $\varnothing 0,6''$.

Construction

Within 5 months 90 tons of strands were pushed into the ducts on site and 16 tons of prefabricated tendons were laid in the formwork.

For the anchoring of the large tendons DYWIDAG-multiplane anchorages were used for dead-end and stressing anchorages, and bond-head anchorages for some dead-end anchorages. Plate anchorages were used for the smaller tendons.



Blick ins Brückeninnere, Vorbereitung des Geleisebaus
Interior view with preparation of the two tracks

$V_0 = 360 \text{ kN}$ und 20 Stück 14 DYWIDAG, $V_0 = 2600 \text{ kN}$ Kabel eingebaut.

Bauausführung

In der Zeit von 5 Monaten (Mai - September 1992) wurden von unseren Monteuren 90 t Litzenstahl auf der Baustelle eingestossen und gleichzeitig im Werk nochmals 16 t Litzenstahl zu fertigen Kabeln verarbeitet.

Die festen und beweglichen Verankerungen der grossen Kabeleinheiten bestehen aus DYWIDAG-Mehrflächen-Verankerungen bzw. für feste Verankerungen z.T. aus Zwirbel-Verankerungen. Bei kleineren Kabeleinheiten wurden DYWIDAG-Platten-Verankerungen eingesetzt.

Die 468 Kabel wurden in bis zu 5 Spannstufen gespannt. Für das Ausinjizieren der gespannten Kabel wurden 43 t Zement verbraucht.

Am 19. April 1993 wurde die 6'400 t schwere Brücke 10 m seitlich an ihren definitiven Standort verschoben, nachdem die alte Brücke unmittelbar vorher abgebrochen wurde.

A total of 468 tendons were prestressed in up to five steps. Consumption of cement for cable injection was 43 tons.

In April 1993, the new bridge which was constructed alongside the old one, was shifted into its final position, after demolition of the old arch bridge.

Die unterirdische Sporthalle, Freiburg

The underground Gymnasium, Fribourg

Bauherr/Building contractor:

Association du Cycle d'Orientation de Sarine-Campagne et du Haut-Lac, Fribourg

Projektverfasser/Project author:

ICA-Ingénieurs Civils Associés S.A., Fribourg

Architekt/Architect:

Déneraud & Schrago SA, Fribourg

Bauunternehmungen/Companies:

A. Antiglio S.A. & Losinger SA, Fribourg

Schrägseilaufhängung/Stay cables:

AVT Tirant + Précontrainte SA, Tafers

Baujahr/Construction years:

1992/1993

Peter Keller, Bauing. SIA

ICA-Ingénieurs Civils Associés S.A.
1705 FreiburgAVT Tirant + Précontrainte SA
1712 Tafers

Einleitung

Der Schulkreis Pérolles in Freiburg verfügte über keinerlei eigene Sportanlagen. Da eine oberirdische Anlage wegen Platzmangels nicht möglich war, dachte man an eine unterirdische Sportanlage im anliegenden Park. So war der Bauingenieur ganz am Anfang der Projektierungsarbeiten gefordert, für einen Hallengrundriss von ca. 34 x 50 m eine stützenlose Konstruktion vorzuschlagen. Die geforderte lichte Höhe von 7,50 m erforderte eine Deckenkonstruktion mit minimaler Konstruktionshöhe, um die Halle nicht zu tief in den wasserhaltigen Untergrund zu versenken. Nach zahlreichen Variantenstudien, wurde der Baukommission eine Hängekonstruktion mit einem 20 m hohen Pylon vorgeschlagen. Abgespannt wird das System in die Wände des anliegenden 3-geschossigen, ebenfalls unterirdischen Traktes, der die Garderoben- und Installationsräume enthält. Diese neuartige Hängekonstruktion ermöglicht den Erhalt des Parks mit dem alten Baubestand, wobei der Pylon mit den AVT-Schräggabeln eine erwünschte Animation der Parkanlage darstellt.

Die Baugrube

Eine offene Baugrube war wegen der unmittelbaren Nachbarschaft der bestehenden Gebäude, sowie der hohen Bäume unmöglich. Durch die Wahl einer Bentonit-Schlitzwand konnte die Dimension der Baugrube möglichst klein gehalten werden. Die Schlitzwand wurde durch 60 Bodenanker mit einer Spannkraft von 600 und 700 kN rückverankert. Im Bauzustand übernehmen diese den Erddruck. Nach dem Bau der aufgehängten Decke werden die Ankerkräfte abgelassen. In der Schlitzwand ist ebenfalls die Seilkraft der Pylonen verankert. Dazu wurden auf die ganze Höhe der Wände an den Abspannstellen AVT-Vorspannkabel verankert.

Konzept der Deckenkonstruktion

Durch das Aufhängen der Decke an vier Punkten konnte die Konstruktionshöhe wesentlich beschränkt werden. Mit den gegebenen Auflasten, 40 cm Humus, Schnee + Nutzlast 3 kN/m² ergibt sich eine Deckenstärke von 20 cm, bei einer Hauptträgerhöhe von 125 cm und einer Nebenträgerhöhe von 75 cm. Dieser Trägerrost ist lediglich schlaff armiert, und überträgt die permanenten Erddrucklasten nach dem Ablassen der Bodenanker-Vorspannung in die Umfassungswände.

Konzept der Schrägseilaufhängung

Die Aufhängung der Deckenkonstruktion erfolgt über 4 AVT 27/15 Schräggabel mit je 27 Litzen, 150 mm², entsprechend der Seillasten von je 2200 kN. Die Seile werden in dickwandigen Hartpolyäthylenrohren geführt. Im Bereich der allgemeinen Zugänglichkeit (bis ca. 2 m Höhe) sind sie durch ein Stahlrohr zusätzlich gegen mechanische Beschädigungen geschützt. Die Seilkräfte

Introduction

The secondary school did not have its own sports facilities. As the space necessary for a structure above ground was not available, the owner and the initiator of the project chose an underground solution in an adjacent park. The engineer was challenged to study a clear span structure for an underground sports hall measuring 34m by 50m. The free interior height of 7.50 m and the presence of a layer of groundwater required a structure minimum height as well as a covering minimum thickness. After studying numerous alternatives, the engineer proposed a cable-stayed structure to the owner, with a pylon of 20 m above ground. The counterweight could be formed by adjacent rooms built on three levels. This novel concept made it possible to save the park with its old trees, while creating a centre of interest with the pylon and its suspension cables, which are integrated harmoniously in the site.

Excavation shoring

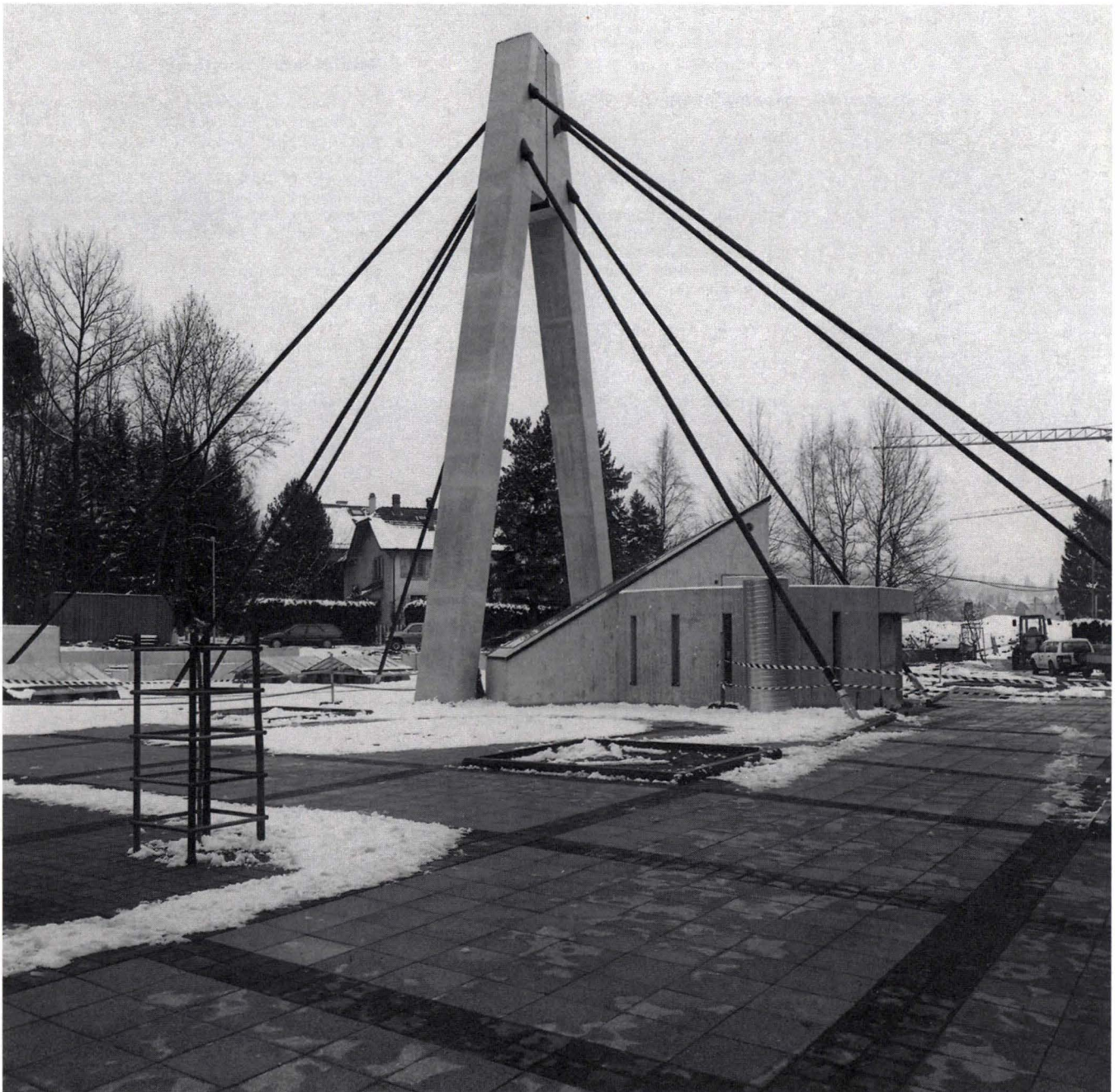
Open excavation was not possible because of the proximity of the existing buildings and the trees in the park. The choice of a slurry wall retained by anchors in the alluvial deposits made it possible to limit the area required for the excavation to a strict minimum. The pressure of the soil on the slurry wall during construction was balanced by 60 anchors of 600 to 700 kN arranged in a row. In the final condition, the large slab bears these forces and the anchors are relaxed. The outside wall also bears the anchor forces of the cable-stayed structure in the zone of the counterweight, which consists of the walls and floors of the adjacent rooms. These forces are transferred to the outside walls by prestressed vertical cables across the entire height of the walls.

Design of the large slab

The suspension of the slab with four inclined cable-stayed structures makes it possible to reduce the height of the structure to a minimum. The loads acting on the slab are 40 cm of soil, snow and a payload load distributed uniformly. The slab has a thickness of 20 cm, while the main beams have a height of 125 cm and the secondary beams 75 cm. The reinforced concrete slab also bears the horizontal forces after relief of the anchors in the alluvial deposits.

Design of the stay-cables

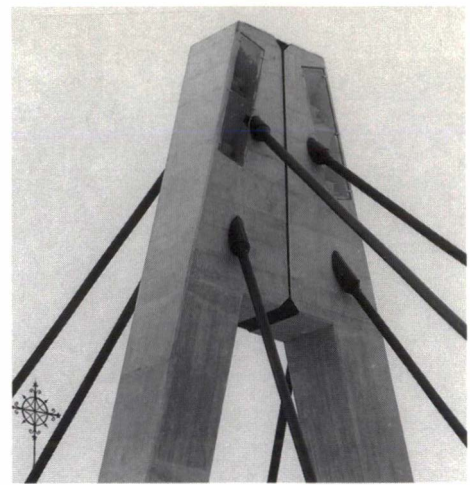
The eight stay-cables, each consisting of a bundle of parallel AVT 27/15 cables with a total cross-section area of 150 mm², are dimensioned for a service load of 2200 kN each. They are protected four times against corrosion (long-life plastic grease, a PVC sheaths for each cable, injection of cement, PE sheaths covering the complete bundle of 27 cables). In addition to this, the cables are protected against vandalism by a V2A stainless steel pipe for a height of 2 m. The lifting forces of the slab are transmitted directly from the main beam



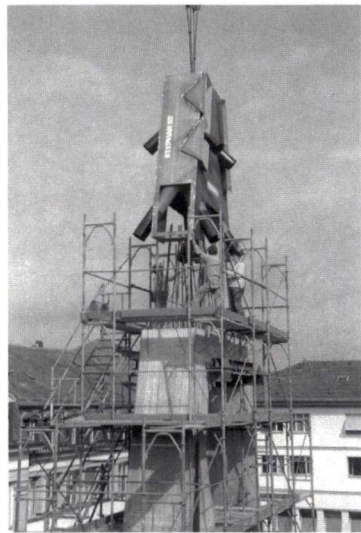
Gesamtansicht
General view

werden über die beweglichen Verankerungen in den Deckenbeton übertragen. Bei den Pylonen sind feste Verankerungen einbetoniert worden. Als Gegengewicht für die Deckenaufhängung wurde das totale Eigengewicht des Anbaus herangezogen. Die Seilverankerungen in den Wän-

to the cable by stressing anchorages. At the top of the pylon, a steel plate system makes it possible to bear all forces concentrated over a height of only 1 m. The counterweight of the suspended slab is formed by the outer wall and the intermediate floors of the adjacent rooms. All of the anchorage



Detailansicht Pylone
Detail of the pylon



Montage der Stahlkonstruktion für die Schrägeilverankerung.
Erection of the steel construction for the anchorage of the stay-cables.

den sind jederzeit zugänglich. Auf diese Weise sind alle Schrägkabel auswechselbar, was durch die spezielle Fertigung der Ankerköpfe pro Einzellitze ermöglicht wird.

Der Betonpylon

Der Pylon ist eine Rahmenkonstruktion in A-Form. Die Stiele haben einen konstanten Querschnitt von 120 x 120 cm und gehen bis zur Bodenplatte durch. Die Gesamthöhe beträgt 28,60 m, die Höhe über Erdboden resp. der aufgehängten Trägerrostdecke 20 m. Die Einleitung der Kabelkräfte in den Pylonen-Scheitel war in Anbetracht der ästhetischen Forderung auf grösst mögliche Schlankheit nur über ein System von unter sich verbundenen Verankerungen zu bewerkstelligen. Die Fundamente des Pylons bestehen aus je 3 Bentonit-Schächten, abgestellt auf die hartgelagerte Moräne.

Spezielle Probleme

Die statische und konstruktive Behandlung von räumlichen Schrägeilkonstruktionen ist sehr komplex. Die elastischen Deformationen der Kabel und die Längenänderungen aus den Temperaturdifferenzen erfordern ausführliche Berechnungen, die ebenfalls das Tragverhalten der Deckenkonstruktion beeinflussen. So ist die Deckenplatte an den Aufhängepunkten elastisch, am Auflager auf den Umfassungswänden starr gelagert. Auch ist die rechnerische Voraussage der zu erwartenden Deformationen nicht einfach, aber wesentlich für die Gebrauchssicherheit der Konstruktion und die erforderliche Überhöhung vor der Schüttung der Erdauflast.

Schlussbemerkungen und Baukosten

Die vorliegende Konstruktion sprengt den Rahmen einer normalen Ingenieur-Leistung. Der Kostenvergleich in der Projektierungsphase ergab, dass eine solche Schrägeilkonstruktion eine wirtschaftliche Lösung darstellt. Das Resultat der Ausführung hat überdies gezeigt, dass die Baukosten gemäss den Kostenschätzungen eingehalten werden konnten. Das fertige Bauwerk passt sich harmonisch in den bestehenden Gebäudekomplex und die Parkanlage ein.

Zusammenfassung

Die unterirdische Sporthalle in Freiburg stellt eine neuartige Hängekonstruktion dar. Die weit gespannte Decke von 34 x 34 ist an vier Punkten aufgehängt. Die Schrägkabel werden über einen 20 m hohen Pylon geführt und im anliegenden Nebengebäude verankert, wobei als Gegengewicht sämtliche Decken und Wände herangezogen werden. Die Bauabrechnung hat bestätigt, dass die projektierten Kosten eingehalten werden konnten, und dass die gewählte Schrägeilkonstruktion eine wirtschaftliche Lösung darstellt.

heads are accessible and each strand can be changed.

Reinforced concrete pylon

The pylon is an A-shaped frame. The legs, with a constant cross-section of 120/120 cm, penetrate the structure through to the foundations. The total height amounts to 28,60 m, of which 20 m are above ground. Soil-precast piles which offer technical advantages (groundwater layer) as well as economic advantages were selected as the solution for the foundation.

Special problems

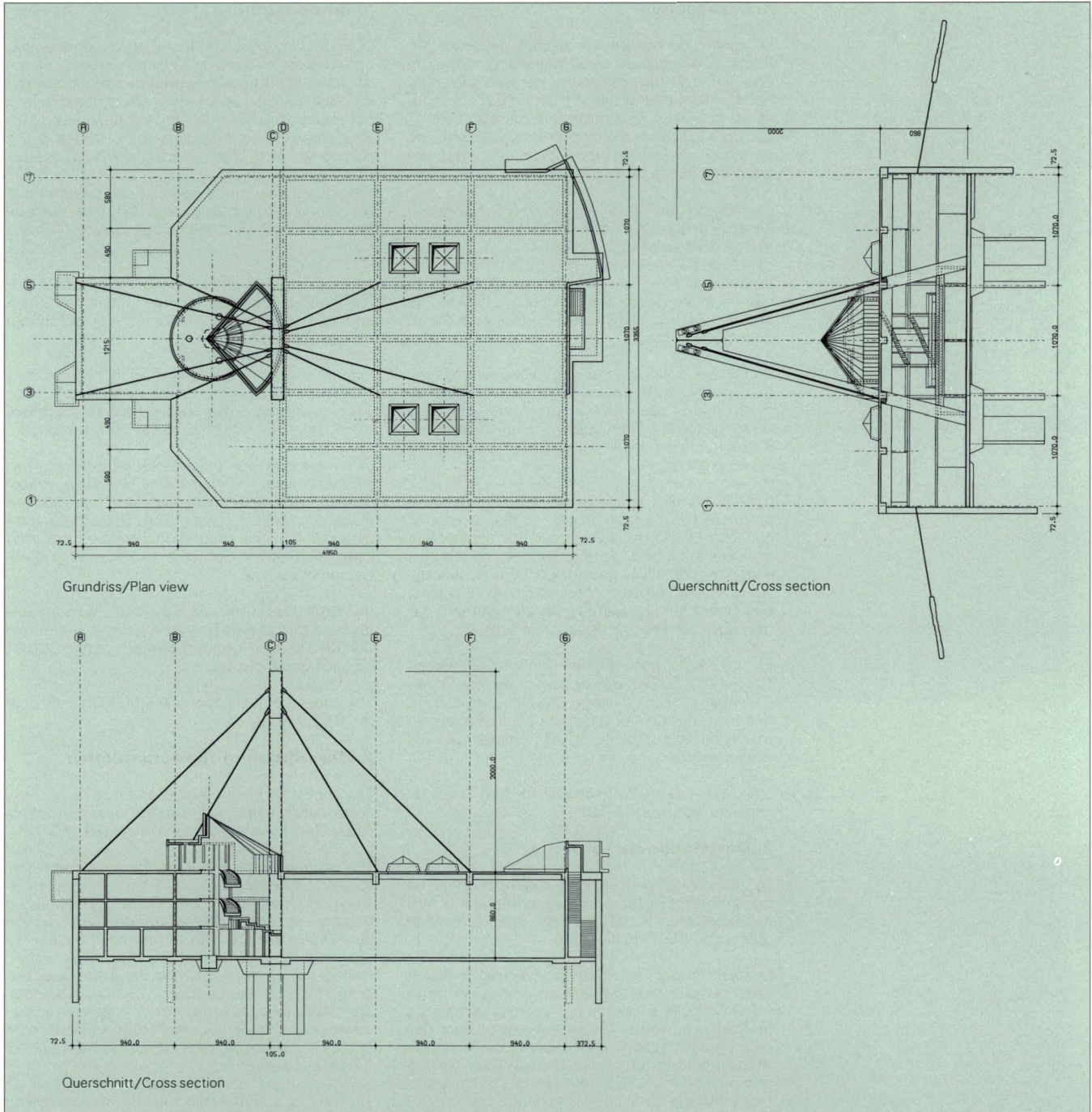
The structural and design studies for a three-dimensional cable-stay system are very complex. Detailed calculations are required to predict the deformations of the cables due to of long-term loads and temperature differences which affect the behaviour of the system of crossed beams of the suspended slab. The system is supported elastically at the suspension points of the cables on one hand and rigidly around the exterior walls on the other hand. The prediction of the deformations is not simple, but is essential for the structural integrity of the system as well as for the upward deflection to be applied before putting the soil into place.

Conclusions

The present structure is beyond the limits of ordinary, everyday civil engineering practice. The comparison of the costs in the preliminary phase of the project indicated an advantage for the stay-cable structure. The results and the performance of the work have shown that it is possible to control the construction costs and cost over-runs have not been recorded. The final work is integrated perfectly and harmoniously in the site.

Summary

The underground gymnasium in Fribourg represents a novel design of a suspended slab of large dimensions. The four cables traverse a pylon 20 m in height to be anchored in the adjacent structure. The counterweight is composed of four slabs as well as the outside walls. The cost accounts have proven that the estimates made for this suspended structure could be maintained and that the project represents a solution which is interesting technically as well as economically.



Silos de stockage du clinker pour la cimenterie d'Eclépens (Suisse)

Cement Clinker Storage Silos at the Eclépens Cement Factory (Switzerland)

Jean-Jacques Hitz, Ing. EPFL/SIA
Bureau d'ingénieurs
Perret-Gentil + Rey & Associés S.A.
1400 Yverdon-les-Bains (Suisse)

Maître de l'ouvrage/Owner :	Ciments et Bétons Holderbank S.A. 1312 Eclépens (Suisse)
Ingénieur électromécanique/Electromechanical engineer:	Holderbank Gestion et Conseils S.A. 5 113 Holderbank (Suisse)
Ingénieur civil/Structural engineer:	Perret-Gentil, Rey & Associés S.A. Villette 34, 1400 Yverdon-les-Bains (Suisse)
Entreprises/Building contractor:	Consortium Bertholet & Mathis/COBY Avenue du Grey, 1000 Lausanne (Suisse)
Précontrainte/Prestressing:	Freyssinet S.A. 1510 Moudon (Suisse)
Année de construction/Year of construction:	1991

1. Introduction

Le clinker de ciment est produit dans un four rotatif, fonctionnant sans interruption. Afin de concilier une production continue avec une vente hebdomadaire et annuelle discontinue et irrégulière, on prévoit un stockage du clinker. Celui-ci permet également d'optimiser les campagnes de mouture du ciment durant les périodes de moindre coût de l'énergie électrique.

La capacité de stockage est définie essentiellement par la production journalière du four et par le type de marché de la cimenterie.

Le stockage à l'air libre est souvent utilisé dans les pays à faible pluviométrie. Il est générateur de poussière et la qualité du clinker est altérée par un début d'hydratation.

En Europe, on a construit des halles de stockage du clinker jusqu'au début des années 70. Celles-ci n'offrent pas toutes garanties quant à l'étanchéité à la poussière et ne permettent d'extraire qu'une faible partie de leur capacité par vidange gravitaire.

L'utilisation plus courante de la précontrainte a permis la construction de silos clinker de grande capacité. Le silo circulaire permet de réaliser une enceinte étanche à la poussière. Lors du remplissage, l'excédent d'air peut être facilement dépoussiéré dans des filtres. L'enceinte circulaire permet également de diminuer la proportion entre le tas mort et le volume extrait par gravité.

En 1984, la société des Ciments et Bétons Holderbank SA. a décidé de doter son usine d'Eclépens d'un stockage clinker composé de deux silos de 60 000 t chacun pour le clinker normal et de deux silos de 8000 t chacun pour les clinker spéciaux.

L'objet de cet article traite du silo de 60 000 de capacité, construit en 1991.

2. Description de l'ouvrage

Le silo clinker peut être considéré comme un ouvrage lourd. Il transmet une contrainte au sol moyenne de 750 kN/m² sur une surface de contact de 38 m de diamètre.

Le sol de fondation de notre ouvrage est constitué de roche calcaire. C'est pourquoi nous n'avons pas eu de difficulté à reporter ces charges élevées. Le maître de l'ouvrage a souhaité une disposition des galeries d'extraction de la matière situées sous le silo, au-dessus du niveau du sol. Ceci nous a amené à prévoir une fondation annulaire supportant une paroi renforcée sur la hauteur de la galerie (5 m environ). Cette dernière a été réalisée de manière traditionnelle. La galerie d'extraction du clinker est une construction relativement massive, car elle est dimensionnée pour reprendre la masse du clinker et à chaque extrémité, la charge de la paroi du silo.

1. Introduction

Cement clinker is produced in a continuously operated rotary furnace. In order to reconcile the continuous production with a discontinuous and irregular weekly and yearly sales pattern, it is necessary to allow for clinker storage facilities. This also allows cement grinding to be carried out in off-peak periods, thus reducing electricity costs.

The quantities to be stocked are determined essentially by the daily production of the furnace and by the type of market supplied by the cement factory.

In countries where there is little rainfall, the clinker is often stocked in the open air. This creates dust and the quality of the clinker deteriorates due to the onset of hydration.

In Europe, up until the beginning of the seventies, clinker was often stocked in warehouses. These were not always dustproof and only a small part of their contents could be extracted by gravitation.

The increased use of prestressed concrete has resulted in the construction of very large clinker silos. Circular silos can be made dustproof and the air can be filtered during filling. The circular form also reduces the proportion between the inert lower part of the contents and the volume extracted by gravity.

In 1984 the Ciments et Bétons Holderbank SA. decided to equip its factory in Eclépens with two 60 000 t silos for ordinary clinker and two 8000 t silos for special types.

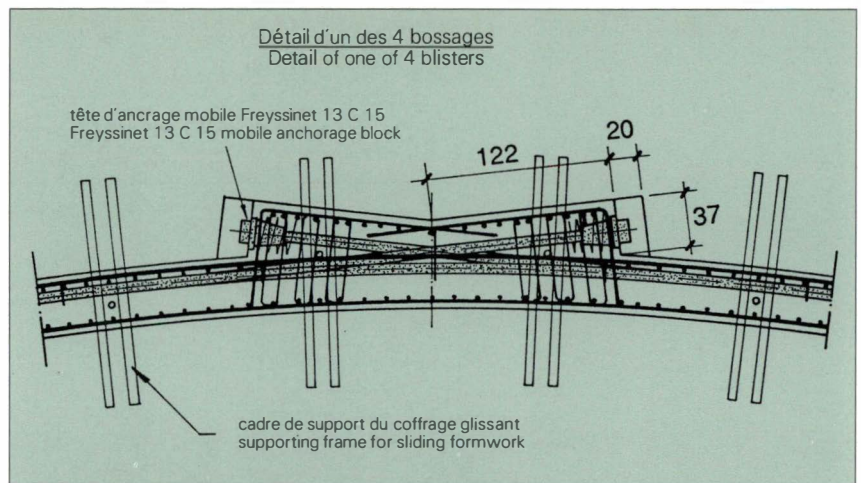
The subject of this paper is the 60 000 t silo built in 1991.

2. Description of the construction

The clinker silo can be considered to be a heavy construction, applying a mean ground pressure of 750 kN/m², with an external diameter of 38 m.

The ground under the foundations is limestone, therefore the transmission of this very great pressure presented no difficulty. The owner requested that the extraction galleries be situated at ground level under the silo. This resulted in the planning of a ring-shaped foundation, supporting a reinforced wall equal in height to the gallery (approx. 5 m). The latter was built in the traditional manner. The clinker extraction gallery is a relatively massive construction, being calculated to support the mass of the clinker and, at each extremity, the weight of the wall of the silo.

The skirt of a clinker silo may be made either in steel sheeting or in prestressed concrete. In this case, preference was given to the second solution. The 40 cm thick wall was made using sliding formwork from level +5 m to level +67.3 m.



La jupe d'un silo clinker peut être réalisée en tôle d'acier ou en béton armé précontraint. Pour notre ouvrage, le choix s'est porté sur la deuxième solution. La paroi de 40 cm d'épaisseur a été réalisée en coffrage glissant du niveau + 5,00 m à + 67,3 m.

La paroi est pourvue de quatre bossages sur toute la hauteur. Des câbles de précontrainte Freyssinet ceignent le silo par paires, aboutissant à deux bossages par alternance. Cette façon de faire permet d'uniformiser l'effet de précontrainte de deux câbles successifs (en élévation).

Pour des raisons pratiques, le maître de l'ouvrage a opté pour une fermeture horizontale du silo. Cette solution permet d'installer les convoyeurs de remplissage du silo ainsi que les filtres nécessaires au déboursoyage.

La structure de support de la dalle de fermeture est composée de deux poutres triangulées, en charpente métallique, reposant sur la paroi du silo à l'aide d'appuis en néoprène fretté.

La dalle en béton armé est suspendue aux poutres à l'aide de tiges en acier inoxydable. Cette disposition permet un mouvement biaxial de la dalle dans son plan par rapport aux poutres de support, afin de répondre à la forte différence de température entre l'extérieur et l'intérieur du silo.

La structure métallique des poutres sert également à réaliser une superstructure abritant le matériel électromécanique.

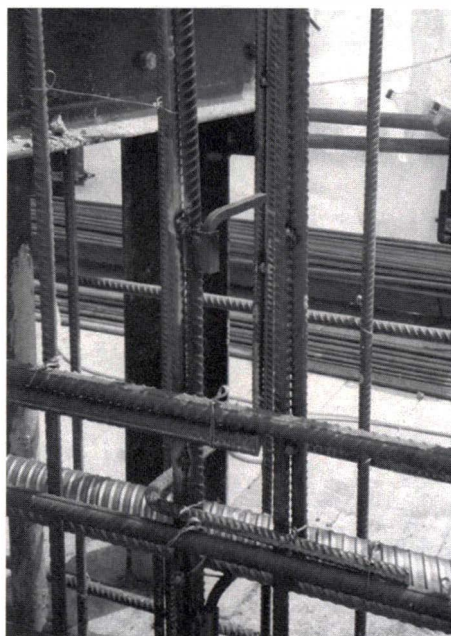
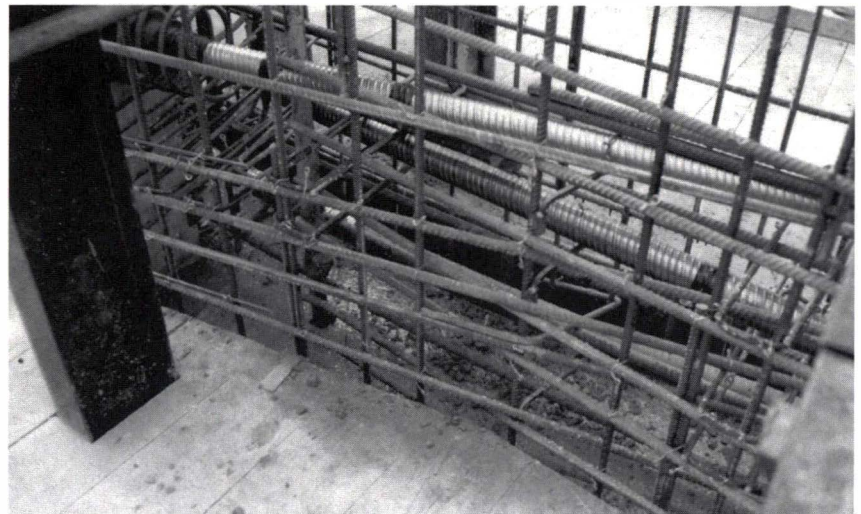
La partie extérieure de la dalle de ciel est pourvue d'une étanchéité souple (monocouche) protégée par du gravier.

3. Verification des structures

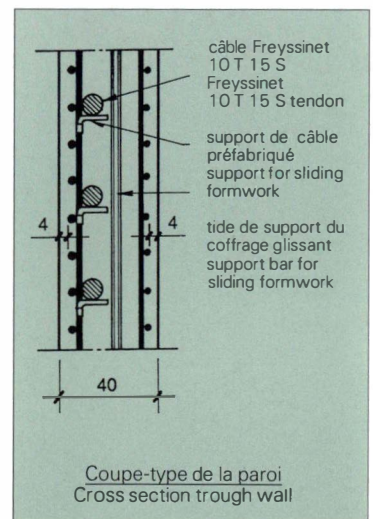
Les actions exercées par le clinker sur la paroi du silo peuvent se définir par une poussée horizontale et un frottement vertical. Sur le fond du silo, la masse du clinker engendre une pression verticale. Pour la vérification de notre ouvrage, nous avons défini ces efforts sur la base de la norme allemande DIN 1055. Les efforts obtenus sur la base de la norme française sont comparables.

Selon le type de refroidisseur du clinker, à la sortie du four, la température de la matière ensilée peut varier de 100 - 200°. Dans notre cas, la température du clinker est de 200°. Cette masse à haute température engendre un gradient de température non négligeable dans la paroi et par conséquent des moments fléchissants.

Lors de la vidange des silos de grande capacité, contenant de la matière granuleuse, la matière s'écoule dans une cheminée centrale qui se forme dans la masse du clinker. Au-dessus de la bouche de vidange, des voûtes se forment dans la matière qui s'écoule. Celles-ci s'écroulent périodiquement et soumettent l'ouvrage à des chocs. Ce phénomène se répercute dans l'ensemble de l'ouvrage



Silos de stockage du clinker
Bossage-Blister





Mise en tension des câbles à partir d'une nacelle suspendue à la paroi

The cylindrical wall has four vertical buttresses running its entire height. Freyssinet prestressing tendons encircling the silo in pairs, are anchored at two buttresses alternately, thus distributing the prestressing effect uniformly between each successive pair of tendons (in elevation).

For practical reasons, the owner chose to provide the silo with a horizontal cover, permitting the installation of the filling conveyors and the dust filters.

The support structure of the cover slab consists of two triangulated girders, resting on the silo wall on laminated neoprene bearings.

The reinforced concrete slab is suspended from the girders by means of stainless steel rods. This arrangement allows the slab to expand and contract freely in the horizontal plane, in order to adapt to the great difference in temperature between the outside and the inside of the silo.

The electromechanical equipment is housed in the space between the steel girders.

The waterproofing of the outer part of the cover slab consists of a single flexible sheet with a gravel protection.

3. Structural analysis

The actions of the clinker on the silo wall can be summarized as horizontal pressure and vertical friction. The mass of the clinker exerts a vertical pressure on the base of the silo. For the stress analysis of the construction, these forces were determined according to the German standard DIN 1055. The same forces when determined according to the French standard are comparable.

Depending on the type of cooler used on the clinker, the temperature of the material when extracted from the furnace, can vary between 100 i.o. 200°C. In this case the temperature of the clinker was 200°C. This mass at high temperature generates a steep temperature gradient in the wall, which, in turn, generates bending moments.

When high capacity silos containing granular material are emptied, the contents run out down a central shaft which forms automatically in its centre. Arched cavities form themselves over the outlets. These cavities collapse periodically submitting the silo to an impact. This phenomenon is propagated throughout the construction causing strong vibrations, which are especially noticeable in the upper part of the construction.

This effect which is difficult to evaluate, forces the designer to take a certain number of precautions in view of the analysis of the construction. It is also necessary to take certain construction measures to dampen the vibrations, especially in the cover slab of the silo. Depending upon the geographical situation, the effect of earth tremors must also be taken into consideration.

par de fortes vibrations, perceptibles dans la partie supérieure du silo principalement. Ces actions, difficilement chiffrables, obligent le concepteur à prendre un certain nombre de précautions au niveau de la vérification de l'ouvrage. Elles nécessitent également des dispositions constructives entraînant un amortissement des vibrations, en particulier pour la dalle de ciel du silo. Selon l'emplacement géographique de l'ouvrage, l'action d'un tremblement de terre doit également être prise en compte.

La pression horizontale de la matière sur la paroi circulaire engendre des efforts annulaires maximum près du fond de 5000 kN/m^2 de paroi (vidange). Cet effort est repris par l'action conjuguée de câbles Freyssinet type T 15 S écartés de 36 cm et par une armature passive de 60 cm^2 de section par m^2 de paroi.

Le poids propre de l'ouvrage et les efforts de frottement contre la paroi engendrent des charges verticales importantes, principalement à la base de l'ouvrage. La liaison continue entre la paroi du silo et les cadres de support des galeries entraîne une concentration des contraintes qui atteignent des valeurs calculées importantes. L'importance des sollicitations nécessite donc une qualité élevée du béton.

L'action du gradient thermique nécessite une armature extérieure. Celle-ci est dimensionnée en admettant la section de béton fissurée.

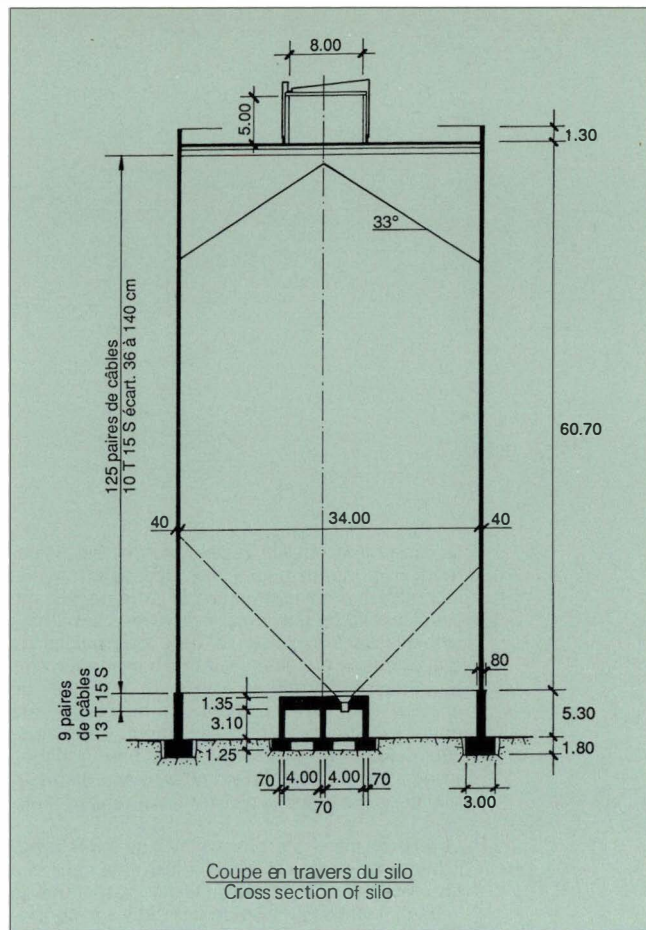
4. Realisation

La semelle annulaire, les parois épaisses de la base et les galeries de vidange sont des parties d'ouvrage massives. La densité d'armature de gros diamètre est particulièrement élevée dans la dalle sur les galeries. Pour diminuer la fissuration due au retrait, des brèches constructives ont été prévues dans la semelle annulaire et les parois.

A partir du niveau + 5,30 m jusqu'au niveau + 67,30 m, la jupe du silo a été réalisée à l'aide de coffrages glissants. Les travaux de glisse ont duré environ 15 jours, ce qui donne une avance journalière de 4,2 m. La mise en place de 2700 m^3 de béton B 45/35, de 250 gaines de câbles de précontrainte, de 500 têtes mobiles 13 C 15, et de 480 t d'armature passive nécessite une organisation bien étudiée.

Le stockage préalable au sol des armatures et des différents composants à mettre en place, doit être fait de manière concertée et compte tenu du déroulement des travaux.

Le bon déroulement des travaux en coffrage glissant demande également une bonne organisation sur le pont de travail. Celle-ci tient essentiellement à une répartition des composants à mettre en place, nécessitant un minimum de déplacements sur le pont.



The horizontal pressure of the contents on the circular wall of the silo generates maximum annular forces of 5000 kN/m^2 of the wall, near the base of the silo. This force is absorbed by the combined action of the Freyssinet T 15 S tendons, spaced 36 cm apart and of the reinforcement bars, $60 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ in area.

The self weight of the structure and the frictional forces on the wall generate considerable vertical forces, principally at the base of the construction. The rigid connection between the wall of the silo and the framework supporting the galleries causes a concentration of stresses which attain high calculated values and necessitates the use of high quality concrete.

The effect of the thermic gradient calls for an outer reinforcement layer, the section of which is determined assuming the concrete section to be cracked.

4. Construction

The ring-shaped base slab, the thick base walls and the extraction galleries constitute the massive part of the structure. The density of the large diameter rebars is particularly high in the slab over the galleries. Breaches were left in the annular base slab and in the walls during concreting, in order to reduce cracking due to shrinkage.

From level +5.30 m to level +67.30 m, the skirt of the silo was built using sliding formwork. The whole operation took about 15 days to complete, i.e. a daily progress of approx. 4.2 m. The placing of 2700 m^3 of concrete B45/35, 250 prestressing tendon ducts, 500 type 13 C 15 mobile anchorage heads and 480 t of rebars required careful planning.

Preliminary storage on the ground of the tendon materials, the rebars and other components to be included in the construction must be carried out in a concerted manner, taking into account the progress of work.

La répartition équilibrée des charges est également importante pour éviter des déformations incontrôlables de la structure du coffrage glissant. Un dispositif de fixation astucieux des armatures verticales a été utilisé. La pose des gaines de précontrainte a été faite sur des barres verticales de la nappe d'armature extérieure, espacées de 1,20 m. Ces barres, préparées en atelier, ont été pourvues d'un dispositif de fixation du support de câble. Après le bétonnage de la paroi, chaque gaine a été contrôlée à l'aide d'un dispositif pneumatique pour détecter d'éventuels étranglements.

La mise en place des torons a été faite après la réalisation de la jupe du silo. L'enfilage de ceux-ci a été réalisé à partir de deux nacelles suspendues à la paroi. La mise en tension des câbles a été faite 90 jours après le bétonnage, afin de minimiser les pertes de précontrainte.

La jupe du silo étant soumise à des contraintes élevées, un soin particulier a été apporté dans l'étude des dispositions constructives et sur le contrôle de qualité des composants mis en place.

Il s'agit pour l'essentiel:

- de l'enrobage de l'armature extérieure et intérieure
- de la mise en place d'un béton de qualité (E/C \leq 0,48, CP 350, 1% de fluidifiant)
- du mode de fixation de l'armature verticale dépassant du coffrage
- du mode de pose et de fixation des gaines de précontrainte
- d'un contrôle régulier sur béton frais.

A ceci s'ajoute une bonne préparation de l'organisation durant l'opération de coffrages glissants, assurant aux ouvriers un travail répétitif et sans recherche.

Optimal progress using the sliding formwork technique also requires careful planning on the working platform. This depends chiefly on spreading out the various elements to be placed in such a way as to reduce movement on the platform as much as possible.

It is also important to spread the load evenly to avoid uncontrollable distortion of the sliding formwork structure. An ingenious device for fixing the vertical reinforcement bars was used. The ducts of the prestressing cables were attached at 1.20 m intervals to vertical bars of the outer reinforcement layer. Each of these bars was fitted in the workshop with an attachment device for the tendon support. After the wall was concreted, each duct was checked for any possible constrictions, using a pneumatic device.

The strands were threaded after the construction of the skirt of the silo had been completed. They were inserted from two cradles suspended from the top of the wall. The tendons were jacked 90 days after placing the concrete, in order to minimize tension losses due to shrinkage.

Because the skirt of the silo is subjected to great stresses, considerable attention was given to the following aspects of the construction methods and quality control of the components used:

- the concrete cover on outer and inner reinforcement
- the use of high quality concrete (water/cement ratio \leq 0.48, 350 kg/m³ Portland Cement, 1% fluidifier)
- the method of fixing the vertical rebars extending above the formwork
- the method of placing and fixing the ducts of the prestressing tendons
- a daily check on the concrete mix.

In addition to this, great care was given to the organisational planning during the operation of the sliding formwork, thus ensuring repetitive and query free work.

Hoch- und Tiefbauten mit verbesserter Gebrauchstauglichkeit

Civil Engineering Structures with Improved Serviceability

Thomas Friedrich, dipl. Ing. ETH/SIA
Domostatik AG,
8034 Zürich

1. Vorgespannter Stahlbeton

Als E. Freyssinet 1935 seinen viel beachteten Vortrag «Une révolution dans les techniques du béton» hielt, hatte er das gesamte Anwendungsspektrum der Vorspanntechnik im Blickwinkel. Als genialer Konstrukteur hatte er die damit verbundenen Möglichkeiten erkannt und diese sowohl in Projekten des Hoch- und Tiefbaus als auch des Brückenbaus eingesetzt. Leider ordnen die heutigen Konstrukteure die Vorspanntechnik weitgehend dem Brückenbau zu und vernachlässigen alle übrigen Konstruktionen. Hoch- und Tiefbau galten bisher als wenig spektakuläres Anwendungsgebiet der Vorspanntechnik. Doch gerade dank der Vorspanntechnik lassen sich attraktive und innovative Konstruktionen realisieren.

Die Grundlage dazu liefern die modernen Normen, deren Nachweiskonzept auf den Grenzzuständen aufbaut. Gleichwertig wird gefordert, eine ausreichende Tragfähigkeit und eine zuverlässige Gebrauchstauglichkeit sicherzustellen. Mit dem Mittel der Vorspannung wird zweierlei erzielt:

- dank der Vordehnung des Spannstahls wird seine hohe Festigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgenutzt;
- der mit der Vordehnung künstlich erzeugte Spannungszustand wird den äusseren Beanspruchungen überlagert und reduziert die Gesamtbeanspruchungen, was sich auf die Gebrauchstauglichkeit günstig auswirkt.

Die Vorspannung ist die einzige Technik, die gleichzeitig die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit günstig beeinflusst.

Als Folge der oft ungenügenden Dauerhaftigkeit bisheriger Betonbauten sind in den neueren Normen (SIA 162, EC2) die Kriterien der Gebrauchstauglichkeit in den Vordergrund gerückt und verschärft worden. Der robuste und leistungsfähige Baustoff «vorgespannter Stahlbeton» ist als einziger in der Lage, diese Forderungen zu erfüllen.

2. Hochbau

Die Architekten sagen uns Ingenieuren, Bauwerke des Hochbaus müssen schlank, durchbiegungsarm und rissefrei sein. Typische Tragelemente des gewerblichen und industriellen Hochbaus sind Flachdecken. Diese von störenden Unterzügen befreite Deckenkonstruktion wird bevorzugt aufgrund der rationellen Bauweise und der günstigen Nutzung. Flachdecken werden nach dem Stützstreifenverfahren vorgespannt, weil sich damit ein ausgewogenes Verhältnis von schlaffem und vorgespanntem Stahl ergibt. Diese Bewehrungskombination sorgt für durchbiegungsarme und rissefreie Decken.

Hochbauten werden häufig auf einer Platte gelagert, die entweder flach fundiert oder auf Pfählen gegründet ist. Analog den Deckenplatten werden diese Bodenplatten mit Vorteil ebenfalls vorgespannt. Weil die Bodenplatte vor allem durch konzentrierte Kräfte (Pfahlkräfte oder Stützenlasten)

1. Prestressed Concrete

When E. Freyssinet gave his highly acclaimed lecture in 1935 entitled «Une révolution dans les techniques du béton» he had the whole spectrum of prestressing applications in mind. As a brilliant designer he was fully aware of the possibilities afforded by prestressing not only in buildings and civil engineering structures in general, but also in bridges. Unfortunately, today's designers apply prestressing mainly to bridge engineering to the neglect of the rest of civil engineering, which has not been regarded in the past as an area of spectacular application of the method. Nevertheless, prestressing offers ample opportunity for innovative and attractive designs.

The basis for this is provided by the modern codes, whose concept of verification is based on limit states. The need for reliable serviceability, however, is considered to be just as important as that of an adequate load bearing capacity.

There are two main aims in prestressing:

- due to the prestraining of the steel cables its high strength is exploited in the limit state;
- the artificially induced prestress, on which the external loading is superimposed, reduces the total stresses and acts favourably on the serviceability.

Prestressing is the only method which influences positively both load bearing capacity and serviceability.

As a result of frequent deficiencies regarding the durability of existing concrete structures, in the new codes (SIA 162, EC2) the criteria for serviceability have gained in importance and become stricter. Prestressed concrete is a robust and efficient building material and alone is able to meet these demands.

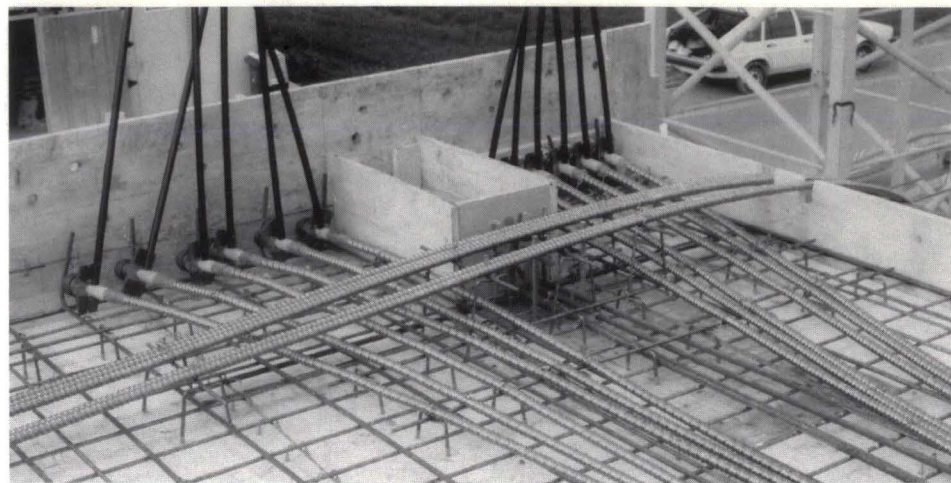
2. Buildings

Architects are always telling civil engineers that buildings should be slender, exhibit small bending deformations and be free of cracks. Typical structural elements for commercial and industrial buildings are floors consisting of flat slabs. This type of construction is not hampered by floor beams and is preferred because it facilitates rational construction methods and advantageous utilization. Flat slabs are prestressed using the strip support method, because this results in a balance between normal and prestressing steel. This optimum relationship provides a structure exhibiting small deformations free of cracks.

Buildings are often founded on a slab, which either acts as a raft or is supported on piles. In both cases a prestressed concrete slab construction is suitable. As with floor slabs, it is also advantageous to prestress foundation slabs. Since the foundation slab mainly has to sustain concentrated forces (from columns or piles) the prestressing cables are also arranged in the supporting strip.



1



2

Objekt Euroflor/ Object Euroflor:

- 1) Abspannstelle für die Monolitzen der Wandvorspannung
- 1) Position of anchorage strand for the wall prestressing
- 2) Kabelführung im Bereich der Randstütze mit Aussparung
- 2) Cable positioning in the region of the perimeter columns with openings

beansprucht ist, werden die Spannkabel ebenfalls nur im Stützstreifen angeordnet.

Üblicherweise wird die Spannkraft in der Bodenplatte in mehreren Stufen entsprechend dem Baufortschritt aufgebracht. Die Ankerstellen müssen dann während der gesamten Bauzeit zugänglich bleiben. Muss man auf diese Zugänglichkeit verzichten und deshalb die Spannkraft zu Beginn vollständig aufbringen, ist dies bei der Konstruktion der Platte zu berücksichtigen: In Haupttragrichtung können z.B. Verstärkungsriegel angeordnet werden, die gut verbügelt [Fig. 4] werden müssen. Mit dieser bescheidenen Massnahme wird eine zweifache Wirkung erzielt: Sie verhindert das Ausreißen der Kabel bei dem sofortigen und vollständigen Aufbringen der Spannkraft, und sie vergrößert den Schub- bzw. Durchstanzwiderstand im endgültigen Zustand.

Die Vorspannung wird ihre Vorzüge zusätzlich ausspielen, wenn die Untergeschosse im Grundwasser liegen. Bereits mit einer mässig eingetragenen Druckvorspannung wird ein dichter Stahlbeton erzielt. Aus Kontinuitätsgründen sollten in derartigen Fällen die angrenzenden Wände in horizontaler Richtung [Fig. 1] ebenfalls vorgespannt werden.

Die beiden Gewerbebauten «Handelszentrum Euroflor» in Hägendorf/ Solothurn und «Produktionsgebäude Fenster Dörig» in Mörschwil/ St.Gallen wurden konsequent in vorgespanntem Stahlbeton ausgeführt.

3. Tiefbau

Anlagen für Ver- und Entsorgung sowie zum Schutz der Umwelt bestehen insbesondere aus Behältern, Becken und Auffangkonstruktionen.

Usually the prestressing force is applied in several stages corresponding to the progress of construction. The anchor positions, therefore, have to be accessible during the whole of the construction period. If one has to dispense with this accessibility and thus have to apply the complete anchor force at the beginning, this has to be taken into consideration in the construction of the slab: e.g. along the main axis by means of a thickening of the slab into a beam, which has to be adequately supplied with stirrups [Fig. 4]. With this simple measure a twofold benefit is achieved: it prevents the pulling out of the cables in the complete introduction of the anchor force initially and it increases the shear and punching shear resistance in the final state.

The prestressing method will also show to advantage if the basement floors lie in or below the ground water table. Even a moderate initial compressive stress produces a watertight reinforced concrete construction. For reasons of continuity, in such cases the adjoining walls should likewise be prestressed in the horizontal direction [Fig. 1].

The two commercial buildings «Handelszentrum Euroflor» in Hägendorf and the «Produktionsgebäude Fenster Dörig» in Mörschwil were constructed by applying prestressed structural elements everywhere.

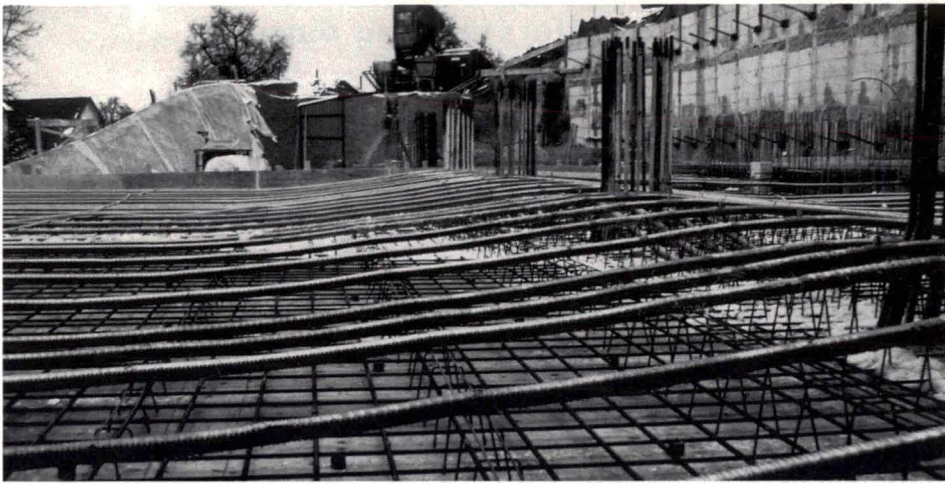
3. Civil Engineering

Facilities in the areas of supply and disposal as well as of environmental protection consist mainly of tanks, containers, reservoirs and emergency retaining structures. These have to be robust to resist mechanical and chemical attack. The stored materials must be protected against leakages. Only reinforced concrete fulfils these requirements and prestressing makes the structure crack-free and thus watertight.

The prestressing is not limited to individual components (foundation slab, walls and floors) but has to be applied uniformly to all the structural components, in order to hold the whole structure tightly together. Walls of circular and rectangular tanks are prestressed mostly in the horizontal and the vertical directions. A special loop anchoring [Fig. 5] facilitates the installation of the vertical cables and guarantees force transmission and thus a watertight connection between the foundation slab and the bottoms of the walls.

The above measures were implemented in the construction of the reservoir «Lupfig». The reservoir has dimensions of 24.45 x 19.80 [m] in plan and 7.17 [m] in height. All structural components, i.e. the raft foundation, the external and internal reservoir walls as well as the large supply and discharge channels, were prestressed. The raft foundation [Fig. 5] and the walls in the horizontal direction were prestressed with single ungrouted strands (Cona 180). For the vertical prestressing in the walls grouted cables (Cona 180V) [Fig.6] were used, in order to better withstand the large bending moments. The testing of the water-

«Handelszentrum Euroflor» [Fig. 1.2]		«Handelszentrum Euroflor» [Fig. 1.2]	
Abmessungen:	59.00 x 38.00 [m];	Dimensions:	59.00 x 38.00 [m];
Raster:	6.25 x 10.00 [m];	Grid:	6.25 x 10.00 [m];
Anzahl Geschosse:	2	Number of floors:	2
Grundwasserspiegel:	1.40 [m] über OK Bodenplatte;	Groundwater:	1.4 [m] above top of raft foundation;
Vorspannung der Decken:	Stützstreifenvorspannung mit Monolitzen mit Verbund (Cona 180V);	Prestressing of floor slabs:	single grouted strands (Cona 180V) in supporting strips;
Bodenplatte:	Platte mit Verstärkungsriegeln über die kurze Spannweite;	Raft foundation:	flat slab with reinforced cross-beams over short span;
Konz. Einzellasten:	ca. 2000 [kN] je Stütze;	Concentrated loading:	approximately 2000 [kN] per column;
Vorspannung der Bodenplatte:	konzentrierte Spannkabel in den Riegeln (BBRV 1000); senkrecht dazu verteilt angeordnete Monolitzen ohne Verbund (Cona 180);	Prestressing of raft foundation:	concentrated reinforcing cable in the cross-beams (BBRV 1000); normal to these single ungrouted strands (Cona 180);
Spannvorgang:	zwei Stufen gemäss Baufortschritt;	Prestressing procedure:	two stages depending on advance of construction;



3

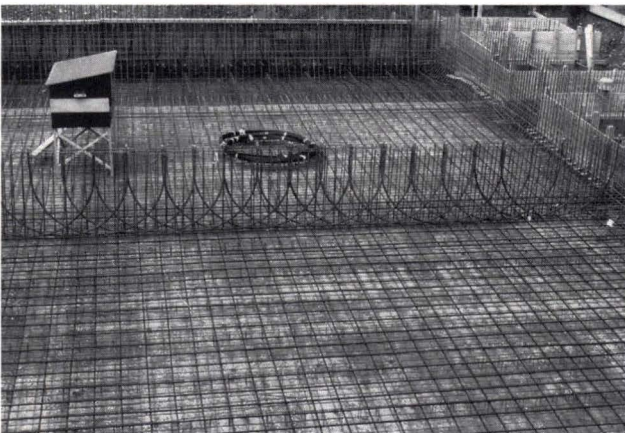
Diese müssen robust sein gegenüber mechanischen und chemischen Angriffen. Die gelagerten Stoffe müssen verlustfrei geschützt werden. Einzig Stahlbeton erfüllt diese Anforderungen und Vorspannung macht ihn rissfrei und damit dicht.

Die Vorspannung ist nicht auf einzelne Bauteile (Bodenplatten, Decken, Wände) zu beschränken, sondern gleichmässig auf alle Bauteile aufzubringen, um das ganze Bauwerk zusammenzuspannen. Wände von runden und rechteckigen Behältern werden meistens in horizontaler und vertikaler Richtung vorgespannt. Eine spezielle Schlaufenverankerung [Fig. 5] erleichtert den Einbau der vertikalen Kabel und gewährleistet eine kraftschlüssige und zugleich dichte Verbindung zwischen Bodenplatte und Wandfuss.

Das Regenbecken «Lupfig» wurde konsequent in vorgespanntem Stahlbeton konstruiert. Das Becken misst 24.45 x 19.80 [m] im Grundriss und 7.17 [m] in der Höhe. Alle Bauteile, die Bodenplatte, die Aussen- und die Innenwände des Beckens, sowie die grosskalibrigen Zu- und Ablaufkanäle wurden vorgespannt. Die Bodenplatte [Fig. 5] und die Wände sind in horizontaler Richtung mit Monolitzen ohne Verbund (Cona 180) vorgespannt. Für die vertikale Wandvorspannung wurden Verbundkabel (Cona 180V) [Fig.6] eingesetzt, um die hohen Biegebeanspruchungen besser abdecken zu können. Die Dichtigkeitsprobe hat den Erfolg der getroffenen Massnahmen vollauf bestätigt.

4. Ausblick

Stahlbetontragwerke müssen ausreichend tragfähig und zugleich dauerhaft sein. Zudem müssen sie wirtschaftlich erstellt werden. Einzig der vorgespannte Stahlbeton ist in der Lage, diese Anforderungen gesamthaft zu erfüllen. Er wird insbesondere den erhöhten Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit gerecht. Vorspannter Stahlbeton ist damit der leistungsfähige Baustoff, um die zukünftigen Aufgaben im Hoch- und Tiefbau zufriedenstellend zu lösen.



5



4

Objekt Fenster Dörig/ Object Dörig:

3) Vorgespannte Decke: verteilte Spannkabel mit Verbund (BBRV 1000)

3) Prestressed floor: distributed grouted cables (BBRV 1000)

4) Verstärkter Fundamentriegel: Spannkabel mit Verbund (BBRV 1400) und Bügelbewehrung zur Ausreis- und Schubssicherung

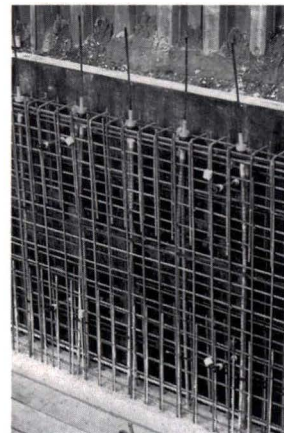
4) Thickened beam part of raft: grouted prestressing cables (BBRV 1400) and stirrup reinforcement to prevent pull-out and shear failure

tightness fully confirmed the success of the measures adopted.

4. Outlook

Reinforced concrete structures have to exhibit both adequate load bearing capacity and durability. In addition, their construction has to be economical. Only prestressed concrete is able to meet these demands in their entirety. In particular, it satisfies the increased requirements regarding serviceability. Thus prestressed concrete is the most efficient building material to deal satisfactorily with future tasks in civil and structural engineering.

«Produktionsgebäude Fenster Dörig» [Fig. 3,4]		«Produktionsgebäude Fenster Dörig» [Fig. 3,4]	
Abmessungen:	50.00 x 25.00 [m];	Dimensions:	50.00 x 25.00 [m];
Raster:	5.60 x 13.50 [m];	Grid:	5.6 x 13.50 [m];
Anzahl Geschosse:	6	Number of floors:	6
Grundwasserspiegel:	8.00 [m] über OK Bodenplatte;	Groundwater:	8.0 [m] above top of raft foundation;
Vorspannung der Decken:	Stützstreifenvorspannung mit Verbundkabel (BBRV 1000) über die kurze Spannweite; verteilte Vorspannung in Querrichtung;	Prestressing of floor slabs:	reinforcing cable (BBRV 1000) over the short span and distributed in the direction normal to it;
Bodenplatte:	Platte mit Verstärkungsriegeln über die kurze Spannweite;	Raft foundation:	flat slab with reinforced cross-beams over short span;
Konz.Einzellasten:	ca. 10 000 [kN] je Stütze;	Concentrated loading:	approximately 10 000 [kN] per column;
Vorspannung der Bodenplatte:	konzentrierte Spannkabel in den Riegeln (BBRV 1400); senkrecht dazu verteilt angeordnete Monolitzen mit Verbund (Cona 180V);	Prestressing of raft foundation:	concentrated reinforcing cable in the cross-beams (BBRV 1400); normal to these single grouted strands (Cona 180V);
Spannvorgang:	100% direkt zu Beginn, dank der getroffenen Massnahme einer gleichmässigen Verbügelung des Riegels;	Prestressing procedure:	100% immediately at start, enabled by uniformly distributed stirrups in the beam;



6

Objekt Lupfig/ Object Lupfig:

5) Vorspannung der Bodenplatte und Schlaufenverankerung für die vertikale Wandvorspannung

5) Prestressing of raft foundation and loop anchoring for the vertical wall prestressing

6) Vertikale Wandvorspannung mit Monolitzen mit Verbund (Cona 180V)

6) Vertical wall prestressing with grouted single strands (Cona 180V)

Instandsetzung und Verstärkung einer Felssicherung

Repair and reinforcement of an anchored rock cut

Bauherrschaft/Owner:	Baudirektion des Kantons Nidwalden, Stans
Experte/Expert:	Peter Matt, Ittigen
Projektverfasser/Designer:	Dr. Vollenweider Ltd., Zürich
Unternehmer/Contractors:	VSL (Schweiz) Ltd., Lyssach Arge Hatt-Haller AG/Fehlmann AG, Zürich

Ueli von Matt, dipl. Bauing., ETH/SIA
Dr. Vollenweider AG
8032 Zürich

Ausgangslage

Die Felsanschnitte für die Werkstrasse und die beiden Voreinschnitte beim Nordportal des Seelisbergtunnels der N2 sind 1973 bis 1977 mit rund 200 VSL-Litzenankern à 11 bis 19 1/2"-Litzen gesichert worden. Die meisten der mit 110 bis 150 t vorgespannten Anker sind Freispielanker und horizontal angeordnet (Figur 1). Es sind keine Messeinrichtungen für die permanente Überwachung der Verankerung eingebaut und bis 1991 keine Unterhaltsarbeiten an den Ankerköpfen ausgeführt worden.

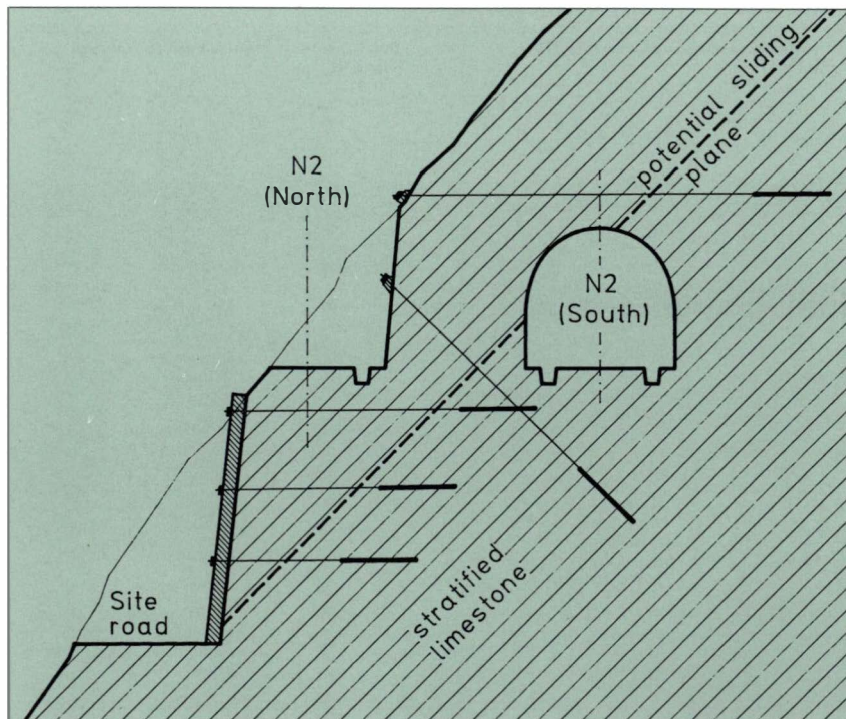


Fig. 1: Typischer Schnitt durch die 1973-77 ausgeführte Felssicherung
Fig. 1: Typical section of the original anchorage

Im Rahmen einer vom Bauherrn im Jahr 1991 angeordneten Ueberprüfung sind bei der Sichtung der auffindbaren Bauakten, einer stichprobenartigen Ueberprüfung einiger Anker und der felsmechanischen Nachrechnung der Felssicherung folgende Erkenntnisse gewonnen worden:

- Die Verankerung sichert nicht nur die Felsanschnitte. Ein Versagen der Anker würde auch unmittelbar die beiden Röhren des Seelisbergtunnels gefährden. Das heisst, das Schadenpotential der Verankerung ist als sehr hoch einzustufen.
- Die Ankerköpfe weisen einen absolut ungenügenden Korrosionsschutz auf, insbesondere ist keine Abdichtung gegen Wasserzutritt zu den Litzen unmittelbar hinter der Verkeilung vorhanden. Bei sehr vielen Ankern weist die Ankerplatte überdies oben einen vertikalen, 20 mm

Point of departure

The rock cuts above the site road and the two entrances of the northern portal of the 9 km long Seelisberg tunnel on the Swiss National Highway N2 have been secured in the years 1973 to 1977 by about 200 VSL anchors with 11 to 19 1/2"-strands. Most of the anchors having been locked off at 110 to 150 tons, have a permanent free length and are horizontal (Fig. 1). Till 1991 no monitoring and no maintenance of the anchorage have been executed.

In the course of an examination of the anchorage ordered by the owner in the year 1991 the following facts were found by scrutinizing the remaining site documents, by checking some individual anchors and by a rockmechanical verification of the anchorage:

- The anchorage does not only secure just the visible rock cuts. A rupture of the anchors would represent a direct risk to both tubes of the Seelisberg tunnel. Thus, the damage-potential of the anchorage has to be classified as very high.
- The anchor heads are absolutely insufficiently protected against corrosion. Especially, there is no sealing against water access to the strands directly behind the grips. The bearing plates of most of the anchors even show above the anchor head a vertical 20 mm wide slit. Behind the bearing plate a cavity not seldom filled with water can be observed. Obviously, the anchorage originally had been considered as a temporary stabilisation measure.
- Directly behind the grips the strands show well marked signs of corrosion attack. Single wires or even entire strands are broken. But already about 150 mm behind the grips the tendon steel is in a faultless condition owing to the protection by the single polyethylene sheaths filled with grease (so-called monostrands).
- The rockmechanical verification makes clear that the original anchorage shows - even without losses due to corrosion - a remarkable deficit of anchor force. This implies the installation of additional anchors.

Repair of the original anchors

If it is possible to detension the anchors and to grip the strands about 150 mm beyond the original position of the grips a durable repair of these nearly 20 years old anchors can be achieved. VSL elaborated a proposal to remove the anchor head and the outer trumpet including the spiral, to build in a new trumpet with a watertight sealing at the rock-side end and to fix it by flow concrete. The strands can then be gripped at the beginning of their sound section and tensioned by a new subsidable anchor head furnished with inner and outer threads (see Fig. 2). This proposal has then been successfully tested on a corrosion-damaged anchor.

In the second half of 1992 147 of the totally 157 accessible original anchors have been repaired,

breiten Schlitz auf. Dahinter sind Hohlräume oder gar stehendes Wasser festzustellen. Die Anker sind damals offenbar nur als temporäre Bauhilfsmassnahme betrachtet worden.

- Die Ankerweisen unmittelbar hinterdem Ankerkopf markante Korrosionsschäden auf. Einzelne Drähte oder gar Litzen sind gebrochen. Bereits rund 150 mm hinter der Verkeilung ist der Ankerstahl jedoch in einwandfreiem Zustand, dank dem Schutz durch fettverfüllte PE-Einzelhüllrohre (sogenannte Monolitzen).
- Die eingebaute Felssicherung weist aus heutiger Sicht – selbst ohne Verluste durch Korrosion – ein beachtliches Ankerkraftdefizit auf. Dies bedingt die Erstellung von Zusatzankern.

Instandsetzung der bestehenden Anker

Wenn es gelingt, die Anker zu entspannen und die Litzen rund 150 mm hinter dem alten Keilbiss neu zu verkeilen und zu spannen, ist eine dauerhafte Instandsetzung der bestehenden Anker möglich. Die VSL erarbeitete einen entsprechenden Vorschlag, der vorsah, den Ankerkopf inkl. äusseren Ankerstützen auszubauen, einen neuen Ankerstützen mit felssseitiger Abdichtung einzubauen und mit Fließbeton einzubetonieren. Die Litzen können dann mit einer versenkten Ankerbüchse mit Innen- und Aussengewinde im gesunden Bereich verkeilt und gespannt werden (Figur 2).

Mit einem Versuch an einem geschädigten Anker wurde dieses Vorgehen mit Erfolg getestet und der für die Sanierung erforderliche Aufwand ermittelt.

Im Sommer/Herbst 1992 sind von den 157 für eine Instandsetzung zugänglichen Freispielankern deren 147 instandgesetzt, mit einer Spannprobe geprüft und mehrheitlich 20 bis 30% höher gespannt worden als die ursprüngliche Vorspannkraft. 10 Anker mussten aufgegeben werden, 7 wegen ungenügender Tragfähigkeit und 3 wegen tief liegender Korrosionsschäden. Die ungenügende Tragfähigkeit ist als Folge der horizontalen Anordnung der Anker zu betrachten. Denn bei horizontalen Ankern ist eine fachgerechte Injektion schwierig auszuführen und zu kontrollieren.

Die Anker hatten ursprünglich einen Litzenüberstand von ca. 90 mm. Deshalb konnten nur die kurzen Anker mit der Presse entspannt werden, die längeren Anker ($L_{fr} > 12$ m) mussten mit dem Schweissbrenner aus der Verkeilung gelöst werden.

Zusatzanker – umfassend korrosionsgeschützt

Im Sommer/Herbst 1992, also gleichzeitig mit der Instandsetzung der bestehenden Anker sind 100 Zusatzanker Typ VSL 5-19 mit 18 Litzen à 100 mm² erstellt worden. Die Verankerungslänge beträgt 8 m, die freie Länge variiert von 9 bis 36 m. Die Anker sind mit 2460 kN geprüft und auf 1965 kN gespannt worden. Die Vorspannkraft entspricht 60% der Bruchlast des Zuggliedes.



Teilansicht der instandgesetzten und verstärkten Felssicherung
View of the repaired and reinforced anchored rock cut

tested in an acceptance test (proof load 0.75 uts) and locked off at a load about 20 to 30% higher than the original lock off load. 10 anchors had to be given up, 7 of them as a result of too low bearing capacity and 3 of them because of corrosion damages in the transition zone from free length to bond length. The insufficient bearing capacity of seven anchors is considered a consequence of the horizontal position of the anchors. In this position a complete grouting of the borehole is very difficult to achieve.

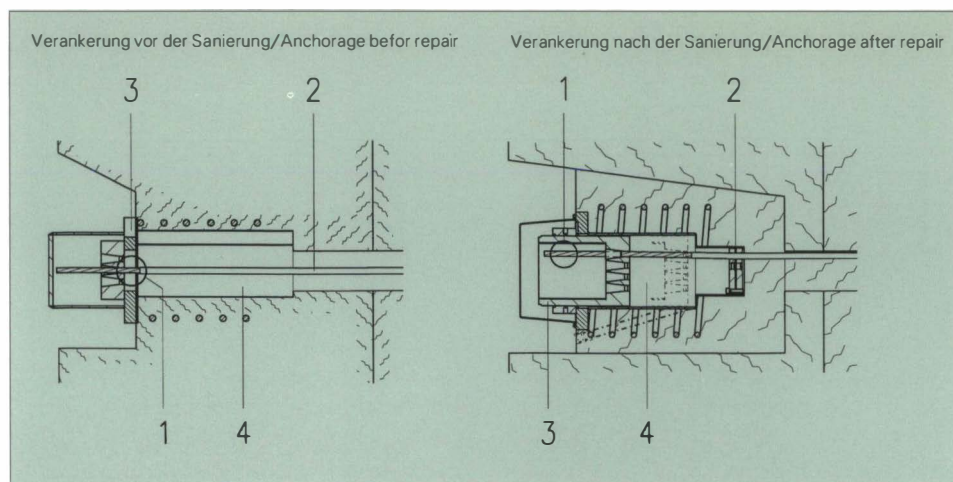


Fig. 2: Instandsetzung der 20jährigen Anker
Fig. 2: Repair of the 20 years old anchors

- 1 Korrosionsgeschädigter Teil der Litze
- 2 Einzeln gefettete und PE umhüllte Litze
- 3 Ankerplatte mit Schlitz
- 4 Feuchter Hohlraum

- 1 Corroded section of strand
- 2 Individually greased and PE sheathed strand
- 3 Bearing plate with slot
- 4 Humid cavity

- 1 Korrosionsgeschädigter Teil der Litze (wurde aus Montagegründen nicht abgeschnitten)
- 2 Dichtung
- 3 Spezial Ankerbüchse zum Fassen der Litzen hinter dem korrosionsgeschädigten Abschnitt
- 4 Hohlraum verfüllt mit Korrosionsschutzfett

- 1 Corroded section of strand (for ease of installation not removed)
- 2 Seal
- 3 Special anchor head for gripping of strands beyond the corroded section
- 4 Cavity filled with corrosion protective compound

Nach heutigem Wissensstand wird der dauerhafte Schutz des Stahlzuggliedes durch eine Umhüllung erreicht, die chemisch beständig, ausreichend diffusionsdicht und elektrisch isolierend ist. Bei den Zusatzankern besteht diese Umhüllung aus Polyethylenrohren (PE), die im Bereich der Verankerungslänge gewellt sind. Das untere Ende und der Übergang L_v/L_{frei} sind mit Schrumpfschläuchen abgedichtet.

Dank dem elektrisch isolierenden Material der Schutzhülle kann ihre Integrität und Diffusionsdichtigkeit nach dem Einbau, der Injektion und der Spannprobe der Anker sehr einfach mit einer elektrischen Widerstandsmessung überprüft werden (Messspannung 500 V Gleichstrom, erforderlicher Widerstand $R_I \geq 0.1 \text{ M}\Omega$).

Um die erforderliche Diffusionsdichtigkeit der Schutzhülle und deren Überprüfbarkeit auch beim kritischen Übergang der freien Ankerlänge zum Ankerkopf zu erreichen, sind die Zusatzanker mit einer neuartigen Ankerkopfkonstruktion ausgeführt worden, bei der der innere Ankerstützen nicht mehr aus Stahl, sondern aus PE besteht. Der PE-Stützen wird durch die Ankerplatte hindurchgeführt und mit der Cevolitplatte verbunden, die zwischen Ankerplatte und Ankerbüchse angeordnet ist. Es sind zwei verschiedene Konstruktionsarten eingesetzt worden. 85 Anker sind mit dem Typ «Werkschweißung» ausgerüstet worden, bei welchem die elektrische Verschweißung des PE-Sammelhüllrohres mit dem PE-Stützen im Werk erfolgt (Figur 3). Bei diesem Typ ist somit die Ankerplatte schon vor dem Einbau am Anker montiert, was nur bei unverrohrten Bohrungen, das heißt bei reinen Felsankern, möglich ist. Um auch einen Ankerkopf testen zu können, der nach dem Ankereinbau den Bohrröhrückzug ermöglicht, wurden 12 Anker mit «Baustellenschweißung» ausgerüstet. Dabei erfolgt die Verschweißung des PE-Hüllrohres mit dem PE-Stützen nach dem Spannen des Ankers mit zwei Elektroschweißmuffen.

Diese neuartige Ankerkopfkonstruktion ermöglicht eine vollständige elektrische Isolation des Ankers vom Baugrund und Bauwerk auch im gespannten und fertig ausinjizierten Zustand. Damit kann die Integrität der Schutzhülle während der ganzen Nutzungsdauer der Anker mit der elektrischen Widerstandsmessung überprüft werden. Weil die Anker für die periodische Durch-

The original anchors had strand ends overstanding the anchor head about 90 mm. For that reason, only the shorter anchors could be detensioned by a stressing jack. The anchors with free lengths of more than about 12 m had to be detensioned by a welding torch.

Additional anchors – completely protected against corrosion

At the same time as the repairing of the original anchors a number of 100 additional anchors of the type VSL 5-19 with 18 1/2"-strands each have been installed. Their bond length is 8 m, their free length varies from 9 to 36 m. The anchors have been tested at a proof load of 2460 kN and locked off at 1965 kN which is 60% of the ultimate characteristic load capacity of the tendon.

A secure permanent protection of the prestressing steel can be achieved by an encapsulation of the tendon which is non-corrosive, sufficiently diffusion-tight and electrically insulating. The sheaths of the additional anchors are made of polyethylene (PE) tubes which are corrugated on the bond length. At the bottom of the anchor and at the transition between bond and free length the PE tubes are sealed by heat shrinking sleeves.

As a result of the electrically insulating material of the sheath, its integrity and diffusion-tightness can be very simply checked by electrical resistance measurements after setting, grouting and testing the anchor at proof load (direct current 500 Volt, resistance $R_I \geq 0.1 \text{ Megaohm}$).

To achieve a sufficient and verifiable diffusion-tightness of the encapsulation at the critical transition point between free anchor length and anchor head, the additional anchors have been furnished with a new anchor head concept developed by VSL. In this new anchor head the inner trumpet consists of PE instead of steel and goes up through the bearing plate where it is connected with an insulation plate placed between the anchor head and the bearing plate (Fig. 3). Two different types of this new anchor head concept have been used. 85 anchors have been executed with the shop welded type where the PE trumpet is welded to the smooth sheath of the free length in the workshop. With this type, the bearing plate must be mounted on the anchor before installation. This is only possible in connection with un-

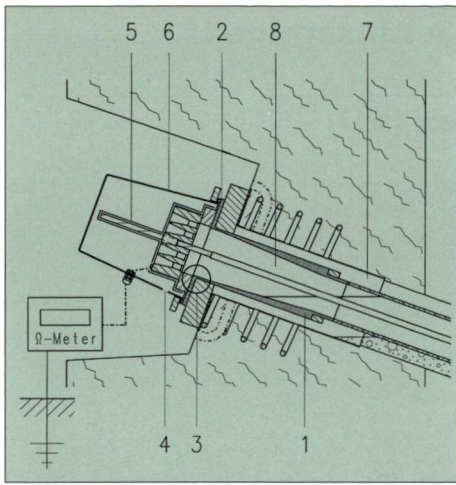


Fig. 3: Zusatzanker mit vollständig elektrisch isolierter Ankerkopfkonstruktion (Typ «Werksschweissung») Fig. 3: Additional anchor with electrically insulated anchor head (shopwelded type)

- 1 Innerer Ankerstutzen aus PE (werkseitig mit Ankerhüllrohr verschweisst)
- 2 Isolationsplatte
- 3 Verbindungsdetail (nicht massstäblich)
- 4 Entwässerungs- und Belüftungsöffnung
- 5 Dicker Anstrich mit Korrosionsschutzfett
- 6 Schutzdeckel mit el. isolierender Beschichtung
- 7 Sekundäre Zementinjektion aussen
- 8 Sekundäre Zementinjektion innen

- 1 PE trumpet shop welded to PE sheath
- 2 Isolation plate
- 3 Connection detail shown in principle only
- 4 Drainage and ventilation hole
- 5 Thick coating with corrosion protective compound
- 6 Electrically non-conducting coating
- 7 External secondary cement grout
- 8 Internal secondary cement grout

führung der Messung aber nicht direkt zugänglich sind, ist jeder Ankerkopf mit einem Messkabel ausgerüstet worden, das zu einem Messkasten am Fuss der Felsicherung an der Werkstrasse geführt wird. Von dort aus kann nun der Korrosionsschutz der vollständig elektrisch isolierten Anker jederzeit überprüft werden.

Überwachungssystem

Zur langfristigen Überwachung der Felsicherung werden folgende Messungen periodisch durchgeführt.

- Felsverschiebungen
Im ganzen Sicherungsbereich sind 10 Fünffachextensometer à 35 bis 40 m Länge mit elektrischen Weggebern eingebaut, die jeweils hinter die tiefstmögliche Gleitfläche reichen. Die Extensometer sind mit Messkabeln an Multiplexer am Wandfuss angeschlossen, die über ein Sammelkabel mit einem Datalogger verbunden sind. Der Datalogger ruft täglich die Messwerte ab und speichert sie. Die Messergebnisse können periodisch dem Datalogger entnommen werden oder – wie zurzeit installiert – über ein Modem und ein Natel C direkt vom Büro aus abgerufen, ausgedruckt und mit dem Plotter aufgezeichnet werden.
- Ankerkräfte
Rund 10% der in standgesetzten und der neuen Anker sind mit elektrischen Kraftmessdosen ausgerüstet. Insgesamt sind im ganzen Sicherungsbereich 26 Kraftmessdosen eingebaut, nämlich 16 an alten und 10 an neuen Ankern. Die Kraftmessdosen sind ebenfalls mit Messkabeln an Multiplexer angeschlossen. Die Messungen erfolgen wie bei den Extensometern mit dem Datalogger.
- Elektrische Widerstandsmessungen (Korrosionsschutz)
Der elektrische Widerstand R_i der Zusatzanker kann bei den Messkästen am Wandfuss an der Werkstrasse gemessen werden.

cased borings as for pure rock anchors. To try out a type which allows the withdrawal of the casing after the installation of the anchor, 12 anchors have been executed with the site-welded type where the electrical welding of the PE trumpet to the smooth sheath of the free length is made after tensioning the anchor.

This new anchor head concept results in a complete electrical insulation of the anchor from the ground and the structure even after tensioning and after anchor head injection. Therefore, the integrity of the encapsulation can be checked by electrical resistance measurements during the whole service life of the anchor. Since the anchors are not directly accessible for measuring, all the additional anchors have been wired up to control boxes at the site road for convenient surveillance.

Surveillance system

For the long-term surveillance of the anchored rock cut, the following monitoring is periodically carried out.

- Rock displacements
Over the whole anchored zone 10 extensometers equipped with electrical displacement measuring devices are installed. Their length is 35 to 40 m and reaches beyond the deepest potential sliding plane. The extensometers are connected to multiplexers and these to a datalogger. The datalogger calls daily for the measuring data and stores them. The results can periodically be printed out at the datalogger or – as now installed – directly called up by a mobile phone and a modem from the office where they are printed and plotted.
- Anchor loads
About 10% of the repaired and the additional anchors are equipped with electrical load cells, 16 cells are installed on old anchors and 10 on new anchors. The load cells are also connected to multiplexers. The load measurement is carried out in the same way as the measuring of the rock displacements.
- Electrical resistance measurements (corrosion protection)
The electrical resistance of the additional anchors is periodically measured at the control boxes at the site road.

Pont sur le Rhône Bex (VD) – Massongex (VS)

Bridge over the Rhône at Bex (VD) – Massongex (VS)

Beylouné, Roland, Ingénieur Civil SIA
 Réalini + Bader Ing. Conseils S.A.
 1066 Epalinges-Lausanne

Sigrist Christophe, Dr. Ing. EPFL/SIA
 VSL (Switzerland) Ltd
 3421 Lyssach

Maître de l'ouvrage et direction des travaux/Owner:
 Auteur du projet/Project author:
 Entreprise/Contractor:
 Précontrainte/Prestressing:

Service des routes et autoroutes du Canton de Vaud
 Réalini, Bader et associés
 Ingénieurs conseils SA, Epalinges
 Losinger SA, Sion + Lausanne
 VSL Suisse SA, Crissier

1. L'ouvrage

Le pont construit en 1978-1979 sur le Rhône à Massongex est un ouvrage en béton précontraint à caisson unique de 232.0 m de long et de 14.0 m de large. De la culée VD à la culée VS les portées sont de 38,0-72,0-38,0-28,0-28,0-28,0 m. La hauteur du caisson est variable dans les 3 premières travées et constante dans les 3 dernières, allant de 1,90 m à 4,30 m et 2,50 m au milieu de la travée de 72.0 m enjambant le Rhône.

Le tablier a été réalisé de façon traditionnelle à l'aide d'un cintre complet sur toute sa longueur et en plusieurs étapes de bétonnage, notamment en partageant les 3 grandes travées des 3 petites. Le décintrage eut lieu le 23 mai 1979.

La précontrainte est réalisée par des câbles paraboliques situés dans les 2 âmes et identiques dans chacune d'elle:

- dans les travées de 38 m: 3 câbles de 30 torons 0.5"
- dans la travée de 78 m et sur ses 2 appuis: 6 câbles de 30 torons 0.5"

Fig. 1: Evolution des flèches au milieu de la travée centrale
 Fig. 1: Evolution of deflections at main mid span

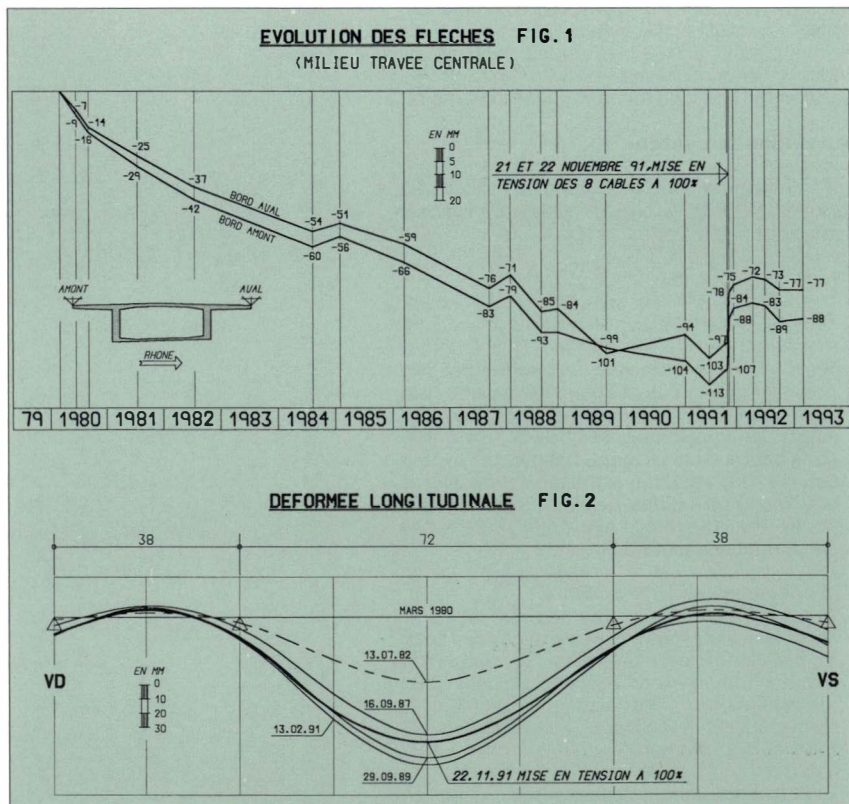


Fig. 2: Déformée longitudinale
 Fig. 2: Longitudinal deformation

1. The structure

The bridge over the Rhône at Massongex was built 1978-1979. The post-tensioned single box structure has an overall length of 232.0 m and is 14.0 m wide. From the abutment VD to the abutment VS the spans are 38,0-72,0-38,0-28,0-28,0-28,0 m. The height of the cross section is variable on the first 3 spans, varying from 1,9 m at the abutment to 4,3 m at the pier and back to 2,5 m at the center of the main span over the Rhône. The section of the remaining 3 spans is of constant height.

The girder was realised in several stages separating in particular the three shorter spans from the main spans. The girder was fully supported by a scaffolding on its entire length. The scaffolding was removed May 23, 1979.

The post-tensioning was realised by identical, parabolic cables in the two webs:

- in 38 m spans: 3 cables, 30 strands 0.5" each
- in 78 m span and at supports: 6 cables, 30 strands 0.5" each
- in 28 m spans: 1 cable, 30 strands 0.5" and 2 cables, 20 strands 0.5" each.

For the main span initial compression forces of 48 000 kN for 0,7 βz and final compression forces after losses of 42 100 kN were obtained. This resulted in average compression stresses after losses of 44 70 kN/m² and 34 70 kN/m² for the sections of 7,7 m² at mid span and 10,4 m² at the support respectively.

2. Survey and observations

Since March 1980, 8 months after the final stressing of the cables, a survey system has been installed to check the deformations of the girder on the first 3 spans. The reference points are located on the edge of the top slab. The measurements recorded during 1988 indicated a non converging evolution of the deformations. A yearly increase of the deformations of 7 mm was observed (Fig. 1).

A thorough check of the structure revealed cracks varying from 0.1 mm to 0.5 mm at the soffit and the webs at the center of the main span, and at the top slab and the webs at the corresponding supports. Several other cracks were also observed.

Design calculations indicated that theoretically about 70% of the permanent loads were balanced. It was also observed that the maximum tensile stresses at the outermost fibres were negligible (400 kN/m²), even when long term losses were considered. It was shown that differential settlements could not be the source of the behaviour observed.

However, a substantial gradient of temperature was thought to be the reason for large tensile stresses (2000 kN/m²) due to the proximity of the

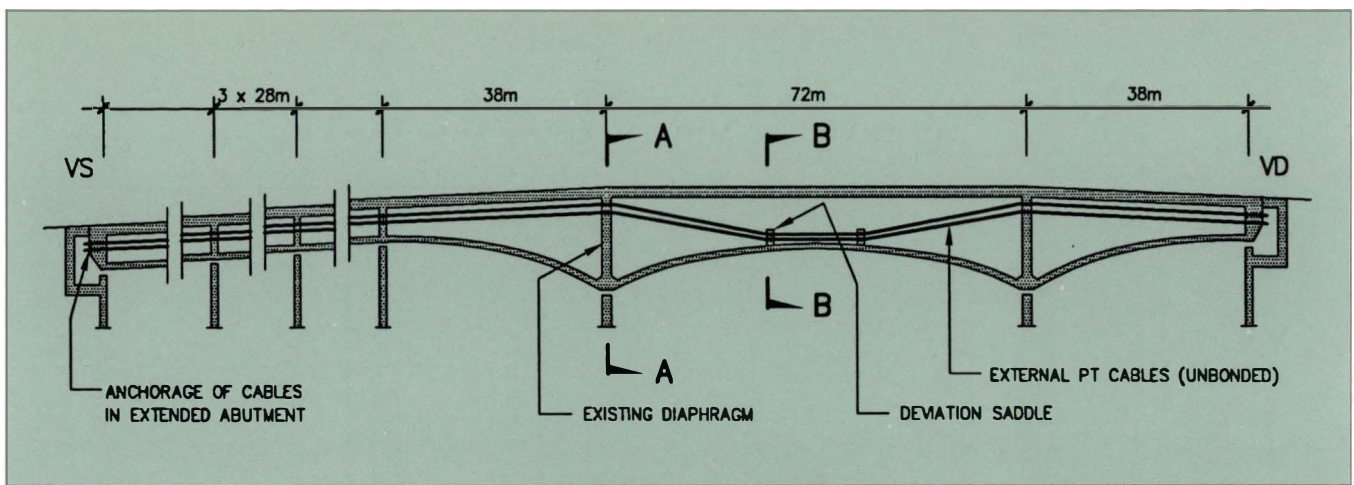


Fig. 3: Arrangement de la précontrainte additionnelle extérieure

Fig. 3: Tendon layout of additional external post-tensioning

- dans les travées de 28 m: 1 câble de 30 torons 0.5" et 2 câbles de 20 torons 0.5".

La précontrainte nominale de la grande travée atteint donc 48 000 kN à 0,7 βz et 42 100 kN après pertes par frottement pour une section en travée de 7,7 m² et sur appui de 10,4 m², ce qui représente en compression moyenne après pertes lentes respectivement de 4470 kN/m² et 3470 kN/m².

2. Surveillance et constatations

Dès mars 1980, soit 8 mois après la mise en tension des câbles, un système de contrôle par nivellement du tablier est installé sur les 3 premières travées (les points sont situés sur les bordures). Le relevé des déformations a montré en 1988 une évolution non convergente par une augmentation de la flèche à une vitesse de 7 mm/année (Fig. 1).

Un contrôle de l'ouvrage a permis de constater des fissures de 0,1 à 0,5 mm dans la dalle inférieure et les âmes au milieu de la grande travée, et dans la dalle supérieure et les âmes au droit des appuis de la même travée. Différentes autres fissures ont été constatées.

La vérification par le calcul donne un balancement théorique des charges permanentes d'environ 70%, et, malgré une réduction des forces de précontrainte de 10%, les contraintes de traction aux fibres extrêmes étaient très faibles (400 kN/m²). De plus, les tassements des appuis ne justifiaient point un tel comportement.

L'on constata par contre la présence d'un fort gradient thermique dû à la proximité des eaux très froides du Rhône qui, combiné au gradient dû à l'ensoleillement est à l'origine de tractions très élevées (2500 kN/m²).

3. Assainissement

La solution retenue et réalisée en 1991 est l'adjonction d'une précontrainte extérieure. Les 8 câbles de 12 torons 0.6" ont la longueur totale de l'ouvrage et les blocs d'extrémités ont été réalisés à l'extérieur de l'ouvrage pour permettre une bonne introduction des forces et éviter des dégâts dans les extrémités déjà fissurées.

Les travaux ont pu être réalisés tout en maintenant le trafic sur une moitié du pont, et ont comporté une correction partielle du profil en long et l'injection des fissures.

La précontrainte additionnelle représente une force de 17 800 kN et, compte tenu de sa déviation dans la grande travée, des nouvelles charges permanentes et d'une réduction de 10% de la précontrainte existante, donne un équilibrage de 82% mais surtout des compressions minimales de l'ordre de grandeur de l'effet des gradients thermiques.

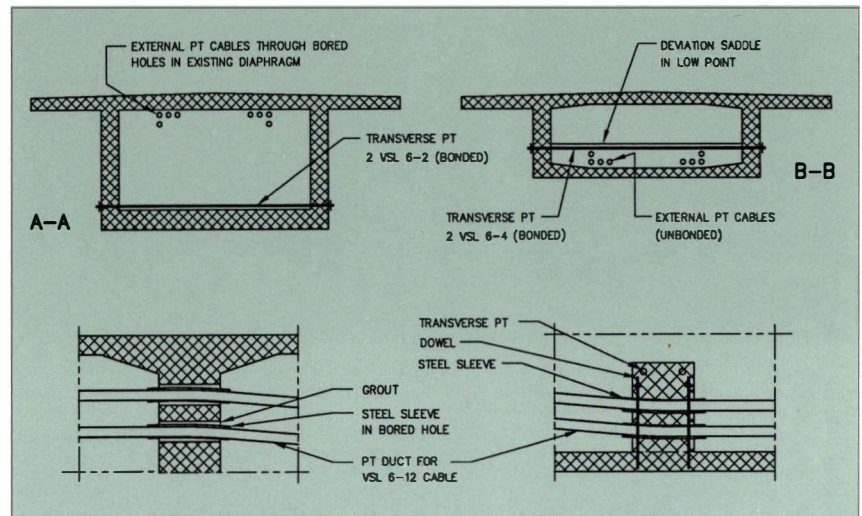


Fig. 4: Selles de déviation
Fig. 4: Deviation saddles

very cold water of the Rhône river and the relatively strong insulation in this area.

3. Rehabilitation

It was finally decided to strengthen the structure by external post-tensioning. The repair work was realised in 1991. A total of 8 full length cables composed by 12 strands 0.6" each were added. The cables were anchored in external anchor blocks at each abutment in order to optimise the introduction of the additional loads and not to overload the already cracked section.

The repair work was carried out maintaining the full traffic on one half of the bridge. A partial correction of the longitudinal profile and the injection of cracks was undertaken.

The additional cables represent a total force of 17 800 kN. Due to the deviation of the cable in the main span 82% of the permanent loads are balanced after consideration of additional dead loads and a reduction of the existing prestressing force by 10%. But most importantly, additional compression of similar magnitude to the stresses due to the thermal gradient is obtained.

4. Post-tensioning system

A complete modification of the abutments was required to anchor the external post-tensioning cables to the extremities of the girder. New access chambers were built allowing an easy installation and stressing of the cables. These chambers also provide permanent access to continuously monitor and control the cables and the anchorages (Fig. 3 and 5).

Every post-tensioning cable is composed of 12 monostrands individually greased and sheathed (heavy gauge $t = 1.8$ mm). The monostrands were

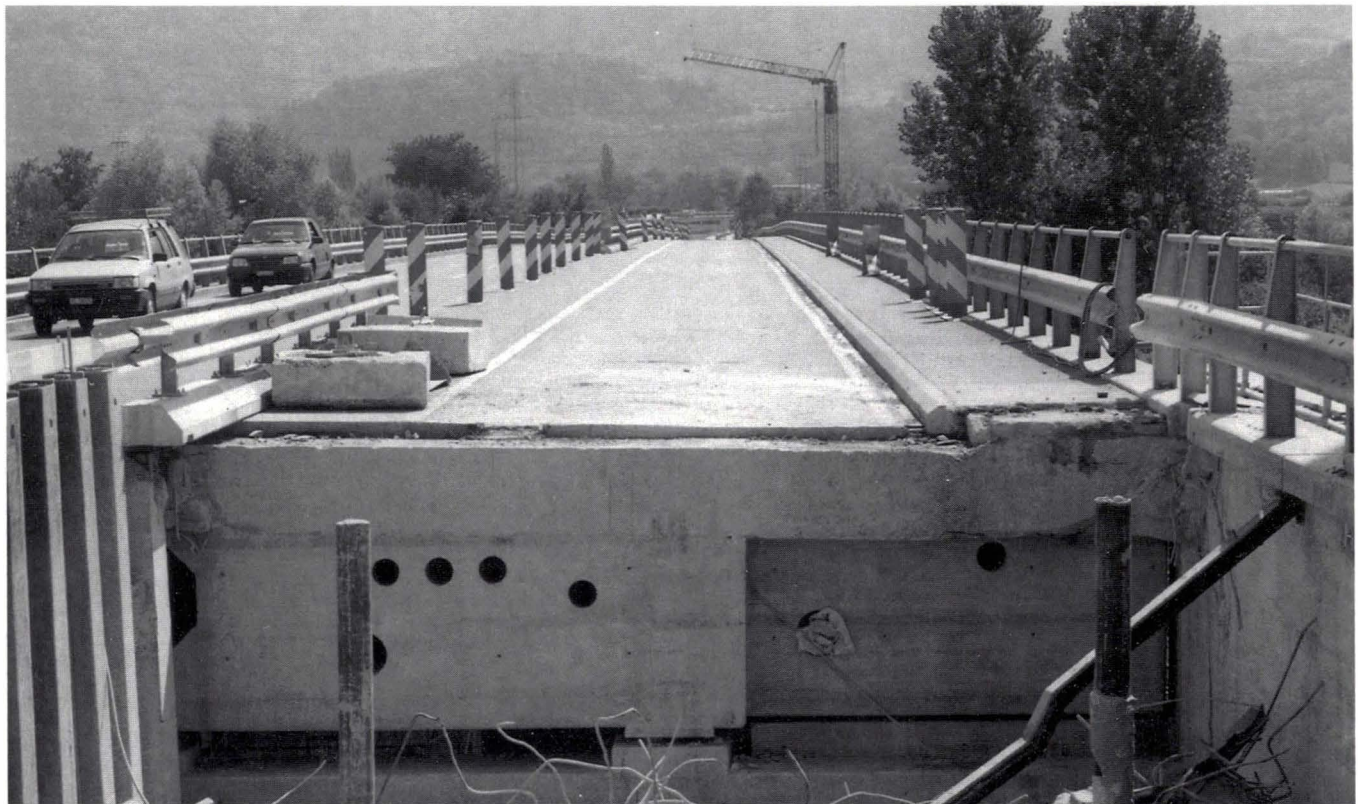


Fig. 5: Reconstruction de la culée VS
Fig. 5: Reconstructuion of abutment VS

4. Système de précontrainte

Pour ancrer les câbles de précontrainte à l'extérieur du caisson une modification complète de la culée a été nécessaire ce qui a permis d'obtenir un bon accès pour mettre en place les câbles et de les tendre. De même l'accès est garanti en tout temps pour permettre la surveillance continue des câbles et des ancrages (Fig. 3 et 5).

Chaque câble de précontrainte extérieur est composé de 12 monotorons graissés dans une gaine individuelle de type renforcé ($t = 1.8 \text{ mm}$). Les monotorons sont placés dans une gaine en polyéthylène dure (HDPE) d'un diamètre de 110 mm. L'injection d'un coulis de ciment sous vide réalise une excellente protection contre la corrosion du câble.

Des têtes d'ancrage du type VSL A_R ont été choisies permettant de retendre, détendre ou remplacer les câbles si nécessaire. Le contrôle de l'évolution de la force dans les câbles s'effectue au moyen de vérins de mesure hydrauliques.

Des câbles de précontrainte à adhérence ont été posés dans le sens transversal au droit des entre-

then placed in a high density polyethylene (HDPE) duct of 110 mm diameter. Vacuum grouting of the cables lead to an excellent corrosion protection of the post-tensioning system.

Anchorage of the type A_R were selected allowing to re-stress, to de-tention or to replace a cable if required. Hydraulic load cells were installed to continuously monitor the cable force.

Transverse post-tensioning by bonded cables was added in diaphragms, in the deviators and in the extension of the abutment.

A total quantity of external unbonded cables of about 28 tons, and bonded transverse cables of about 4 tons was added.

5. Installation of cables

The external post-tensioning was installed as follows:

- 1) Installation of a temporary support to guarantee the straightness of the ducts during grouting
- 2) Installation of the HDPE duct, diameter 110 mm

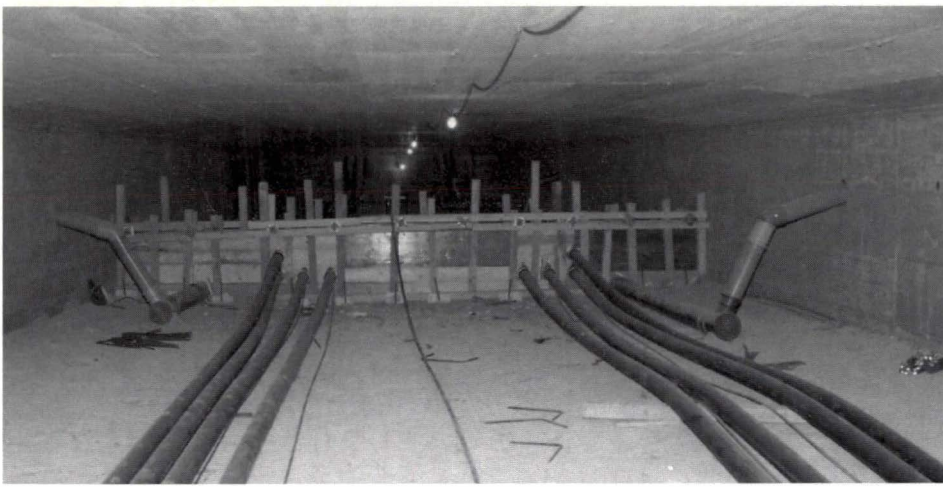


Fig. 6: Construction de la selle de déviation inférieure
 Fig. 6: Construction of the lower deviation saddle

toises, déviateurs et dans l'extension des culées. La quantité totale de précontrainte extérieure est de l'ordre de grandeur de 28 tonnes, la précontrainte transversale est de 4 tonnes environ.

5. Pose de câbles

La précontrainte extérieure a été mise en place par le procédé suivant:

- 1) Pose des supports temporaires pour tenir rectiligne les gaines avant injection
- 2) Pose de la gaine en HDPE de diamètre 110 mm
- 3) Assemblage des câbles près du site
- 4) Enfilage des câbles
- 5) Montage des trompètes et des ancrages
- 6) Légère mise en tension des câbles
- 7) Injection des câbles sous vide d'air
- 8) Mise en tension des câbles selon ordre de l'ingénieur.

La précontrainte complète a été introduite en plusieurs étapes en fonction de l'avancement des travaux et des conditions de trafic.

6. Selles de déviation

Pour réaliser le tracé des câbles il a été nécessaire de fournir des points singuliers pour les dévier. Les entretoises au droit des appuis jouent le rôle de déviateur une fois renforcées. Il a été nécessaire de passer à des forages et au scellement de dispositifs de guidage (Fig. 4).

Deux selles de déviation ont été construites à l'intérieur de la portée principale, formées par des poutres en béton armé, précontraintes transversalement et solidarisées à la dalle inférieure par goujonage chimique. Un tube en acier de géométrie donnée guide et retient le câble de précontrainte (Fig. 4 et 6).

7. Conclusions

La réalisation de ces travaux, ainsi que ceux d'autres ouvrages, a montré que:

- les flèches géométriques que l'on peut donner aux câbles sont souvent très faibles
- ce type de travaux est très onéreux et difficile
- les déformations récupérées sont beaucoup plus faibles que celles acquises (Fig. 2)
- la poursuite de la surveillance est utile et montre l'efficacité du procédé (Fig. 1)

- 3) Assembly of cable (monostrand bundle) next to the site
- 4) Pulling of monostrand bundle into pre-installed duct
- 5) Installation of trumpets and anchorages
- 6) Slight stressing of cables
- 7) Vacuum grouting of cables
- 8) Stressing of cables in the order specified by the engineer.

Several stressing stages were required reflecting construction stages and traffic conditions.

6. Deviation saddles

To realise the desired tendon layout several deviation points were required. The strengthened diaphragms at the piers act as deviation saddles in the upper portion of the box. It was required to core through the diaphragms and to place special steel devices (Fig. 4).

Two deviation saddles were constructed in the main span. Transversally post-tensioned beams connected to the bottom slab by dowels deflect the cables in the lower portion of the box. A special steel tube retains and guides the cable (Fig. 4 and 6).

7. Conclusions

The execution of this and other rehabilitation jobs allow the following conclusions to be drawn:

- the cables can only be deflected by a small amount
- this type of work is expensive and complicated
- only a small amount of the total deformations can be recovered (Fig. 2)
- it is worthwhile to survey the bridge to demonstrate the results of the rehabilitation (Fig. 1).

Fernmeldegebäude FZ 4 Zürich-Binz

Telecommunications center in Zurich-Binz

Aldo Bacchetta, dipl. Ing. ETH/SIA

Bänziger + Bacchetta + Partner
8027 Zürich

Rudolf Zaugg, dipl. Ing. HTL

AVT Anker + Vorspanntechnik AG
1712 Tafers

Bauherr/Building contractor:

PTT Generaldirektion Bausektion Ost, Zürich

Architekt/Architect:

Fischer Architekten, Zürich

Ingenieur/Engineer:

Bänziger + Bacchetta + Partner, Zürich

ARGE Baumeister/Building constructor working pool:

A. Brunner's Erben, Schafir + Muglin AG, Preiswerk + Cie AG, Bau AG, Zürich

ARGE Baugrubensicherung/Excavation securing working pool:

A. Brunner's Erben, Fietz + Leuthold AG, Meier + Jäggi AG, Zürich

Vorfabrikation/Prefabrication:

E. Bernasconi AG, Aarberg

Anker- und Vorspannsystem/Anchor and prestressing system:

AVT Anker + Vorspanntechnik AG, Zürich

Einleitung

Die PTT bauen in der Binz an der Grubenstrasse in Zürich-Wiedikon ein neues Fernmeldezentrum. Dieses Fernmeldegebäude wird als Fernmeldeversorgung des Grossraumes Zürich benötigt und dient für die Aufnahme von fernmeldetechnischen Ausrüstungen der Bereiche Vermittlung, Übertragung, Sonderdienste, Telefoninformatik, sowie Radio- und Richtstrahlvermittlung. Der Gebäudekomplex besteht aus einem Längstrakt mit Antennenturm (Annextrakt), drei davon fingerförmig abgehenden Betriebsstrakten und einem viergeschossigen Unterniveaugebäude. Er ist mit einer Fundamentplatte, die 13 m unter dem Terrain auf dem tragfähigen Sihlschotter liegt, fundiert. Der Baugrubenabschluss bildet eine mehrfach verankerte Bohrpfehlwand, welche mit Sickerbeton ausgefacht ist. Mit dem senkrechten Baugrubenabschluss wird die Aushubmenge möglichst klein gehalten. Die Untergeschosse werden massiv in Ortsbetonbauweise erstellt; die Obergeschosse in

Introduction

The Swiss PTT are erecting a new telecommunications center in the Binz area at Grubenstrasse in Zurich-Wiedikon. This telecommunications building is needed to supply communications services to the greater Zurich area, and it serves the purpose of receiving telecommunications equipment of the sectors relaying, transmission, special services, telephone informatics as well as radio and beam relaying. The complex of buildings consists of a longitudinal tract with antenna tower (annex tract), three operational tracts branching off like fingers from it and a four-storey basement-level building. It rests on a foundation plate which lies 13 meters beneath the terrain on the firm Sihl gravel layer. The construction pit closure forms a multiply anchored bored-pile wall which is filled with seeping concrete. Thanks to the vertical construction pit closure, the excavation material quantity can be kept at a minimum. The basement storeys are executed in massive construction and made of in-situ concrete; the upper storeys in mixed construction with prestressed, prefabricated concrete elements and in-situ concrete. Thus a rapid construction progress is possible while ensuring a steady high quality.

Description of the construction pit

Excavated material:

The former clay pit area was filled up again with excavated material and rubble during the last 15 years. In order to sort the excavated material professionally, a laboratory has been installed from the very beginning on the construction site. The total excavated material amounts to approximate 200 000 m³. Of this, some 110 000 m³ had to be brought to an inert material dumping ground, approx. 20 000 m³ to a residual material dumping ground, and approx. 15 000 m³ of oil-contaminated soil (harmful waste) to an inert materials dumping ground after having been neutralized with the aid of microorganisms. The costs for processing the excavation materials and the dumping ground fees amount to many times the cost of excavation and transport.

Design of the construction pit wall:

The open bored-pile wall filled with seeping concrete, anchored up to 8 times with a total of 5000 m² of exposed surface has a total length of 460 m and an average visible height of approx. 11 m (Fig. 1). The foundation nodes are approx. 13 m beneath the original terrain on the stable Sihl gravel layer (Fig. 4). The space between the bored-pile wall and the building (approx. 1.0 m) remains. The definite support of the bored-pile wall on the ceilings of the basement storey is effected by means of support bars made of reinforced concrete. Finally, the soil anchors are relaxed.

Geology

Confer geological sectional drawing in Fig. 2. The building area is located in the area of the molasse/moraine channel which lies between the

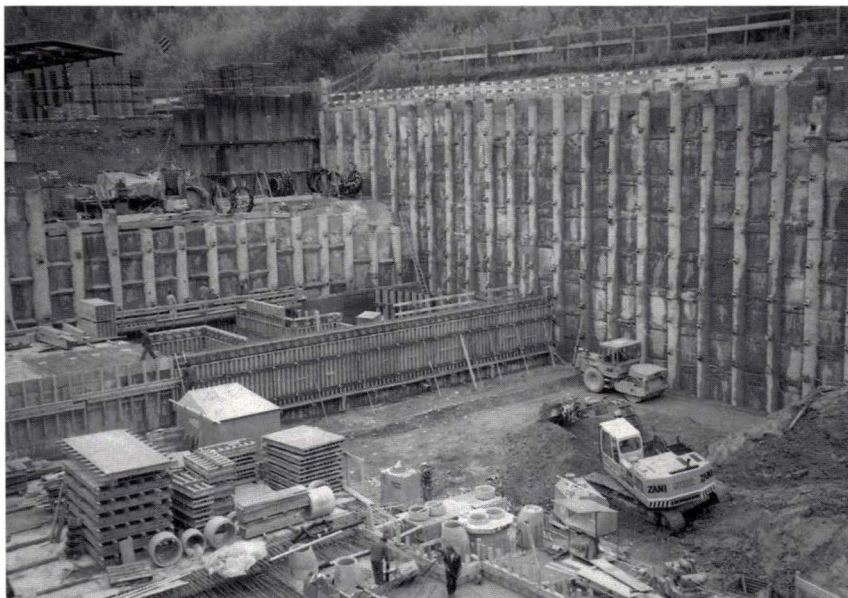


Bild 1: Foto Baugrubenabschluss
Fig. 1: Photo construction pit wall

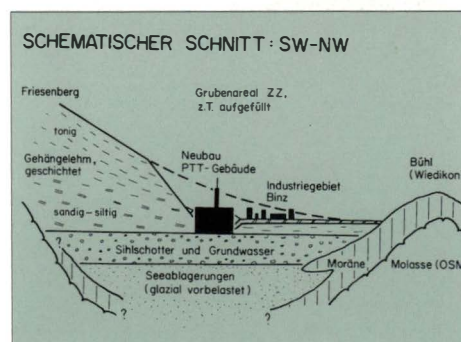


Bild 2: Geologischer Schnitt
Fig. 2: Geological profile

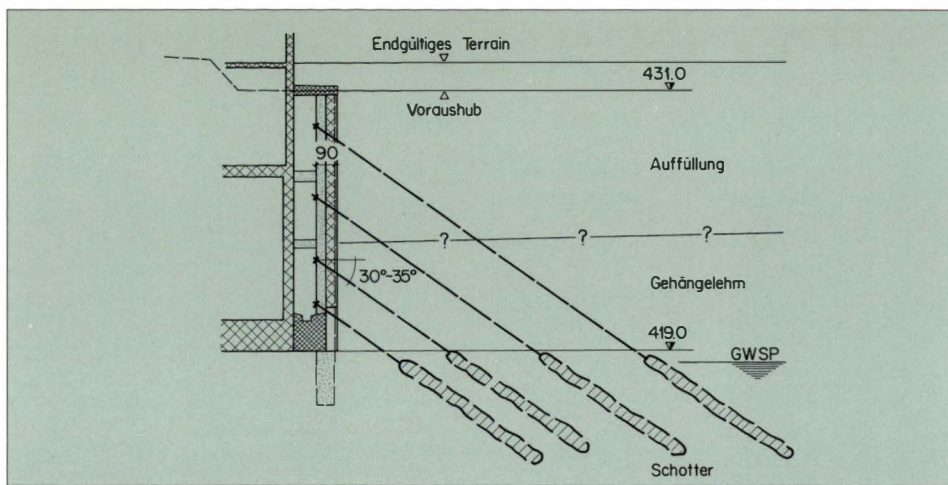


Bild 4: Schemaschnitt Pfahlwand
Fig. 4: Schematic section pile wall

Mischbauweise mit vorgespannten vorgefertigten Betonelementen und Ortsbeton. So ist bei gleichbleibender, hoher Qualität ein rascher Baufortschritt möglich.

Beschreibung der Baugrube

Aushub:
Das ehemalige Lehmgrubenareal wurde in den letzten 15 Jahren mit Aushub- und Bauschuttmaterial wieder aufgefüllt. Um das Aushubmaterial fachgerecht sortieren zu können, ist auf dem Bauplatz ein Labor installiert worden. Vom Gesamtaushub von ca. 200 000 m³ mussten ca. 110 000 m³ auf eine Inertstoffdeponie, ca. 20 000 m³ auf eine Reststoffdeponie, ca. 15 000 m³ ölverschmutzte Erde (Sondermüll) nach einer Neutralisation mit Mikroorganismen ebenfalls auf eine Inertstoffdeponie gebracht werden. Die Kosten für die Behandlung des Aushubmaterials und Deponiegebühren betragen ein Vielfaches der Aushub- und Transportkosten.

Konstruktion des Baugrubenabschlusses:
Die offene, mit Sickerbeton ausgefachte, bis 8-fach verankerte Bohrpfehlwand von total 5000 m² Sichtfläche hat eine Abwicklungslänge von 460 m und eine mittlere sichtbare Höhe von ca. 11 m. (Bild 1). Die Fundationsknoten liegen ca. 13 m unter dem ursprünglichen Terrain auf der tragfähigen Sihlschotterebene (Bild 4). Der Zwischenraum zwischen Bohrpfehlwand und Gebäude (ca. 1,0 m) bleibt bestehen. Die definitive Abstützung der Bohrpfehlwand auf die Decken des Untergeschosses erfolgt mittels Abstützungsriegel aus Stahlbeton. Anschliessend werden die Bodenanker entspannt.

Geologie

Vergleiche schematischer, geologischer Schnitt in Bild 2. Das Bauareal liegt im Bereich der zwischen dem Uetliberg und der Anhöhe Bühl (Wiedikon) liegenden Molasse-/Moränenrinne, die in der Riss-, bzw. Würmeiszeit von der Sihl aufgeschottert wurde. Die heutige Form ist geprägt durch die nacheiszeitlichen Gehängelehme, welche als Erosionsprodukte der Mergelmolasse über den Sihlschotter abgelagert wurden. Sie bilden den Abhang am Fuss des Uetliberges zwischen dem Triemli und Albigüetli. Sie sind fein geschichtet. Die Gehängelehme wurden von 1912 bis 1975 von der Zürcher Ziegeleien etappenweise abgebaut. Parallel zum Abbau wurde mit dem Auffüllen der Grube begonnen. Die Mächtigkeit der darunterliegenden Schotter beträgt ca. 10 - 15 m und deren mehr oder weniger horizontal verlaufende Oberfläche liegt auf ca. 418,5 bis 420 m ü.M. Der natürliche Schwankungsbereich des Grundwassers beträgt im Bauareal ca. 419 ± 0,5 m ü.M. Im geschichteten Gehängelehm zirkuliert versickertes Niederschlagswasser. Dabei tritt ein Teil des Wassers in Form von Hangquellen wieder zutage. Je nach Anordnung von abdichtenden Tonhorizonten schwankt der Porenwasserdruck. Bei Stauungen können sich beträchtliche Wasserdrücke aufbauen (teilweise gespannte Verhält-

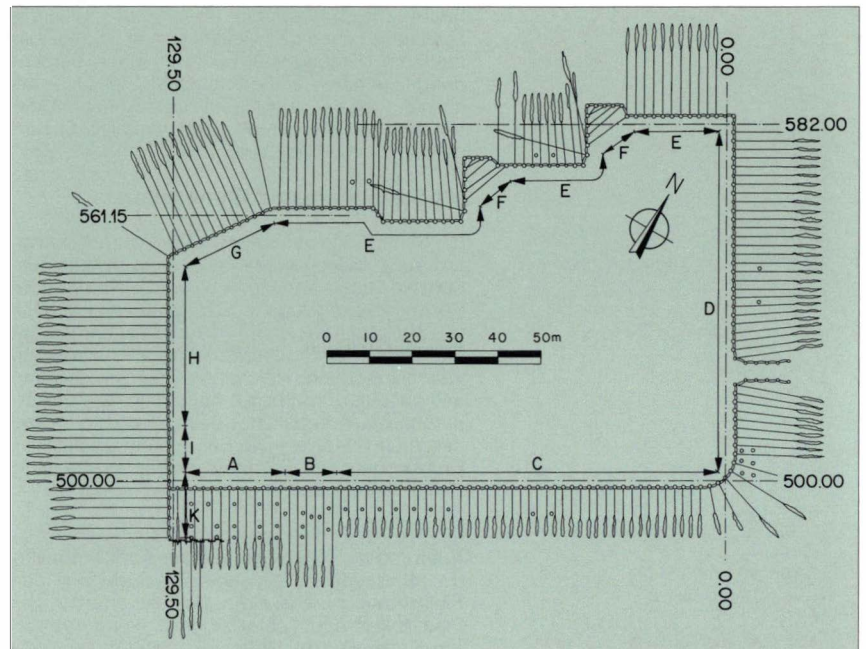


Bild 3: Grundriss Baugrube
Fig. 3: Plan construction pit

Uetliberg and the Bühl hill (Wiedikon) and which was filled with gravel during the Riss or Würm period. The present form is characterized by the post-glacial residual clays which have been deposited as erosion products of the marginal molass on top of the Sihl gravel. They form the slope at the foot of the Uetliberg between Triemli and Albigüetli. They are stocked in fine layers. The residual clays were mined in stages by the Zürcher Ziegeleien from 1912 until 1975. Parallel to the mining, one began to fill the pit. The thickness of the gravel layers below is approx. 10 to 15 m and their surface which is more or less horizontal is approx. 418,5 to 420 meter above sea level. The natural range of variations of the groundwater in the construction area is approx. 419 ± 0,5 m above sea level. Seeped rainwater circulates in the layered residual clays. In the process, part of the water comes to the surface again in the form of slope springs. Depending on the arrangement of the sealing clay horizons, the pore-water pressure varies. In the case of accumulations, considerable water pressures can build up (partly stressed conditions). The existing overall stair-step slope against the Uetliberg slope with an average inclination of 1:3 (18°) is stable. Calculations for the unfavorable slip plane showed a global safety factor of $F_{\text{Bischof}} = 1,2 - 1,7$ in the case of the excavated clay pit, depending on what permanent pressure ratios were assumed.

Model formation and measuring

The Rühl wall was dimensioned with respect to active soil pressure. This pressure was increased by a factor of 1,3 in the area up to the excavation

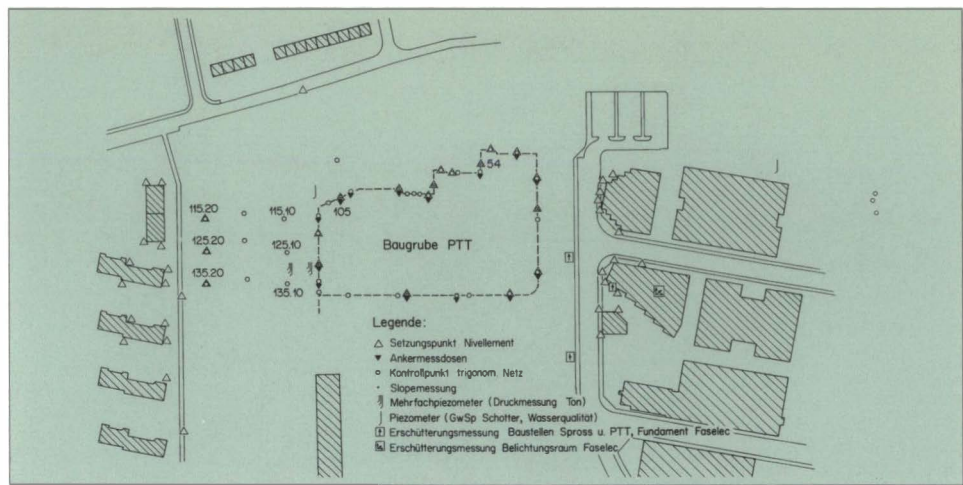


Bild 5: Überwachungskonzept Baugrube
Fig. 5: Monitoring system construction pit

nisse). Die bestehende abgetreppte Gesamtböschung gegen den Uetliberhang ist bei einer mittleren Neigung von 1:3 (18°) stabil. Berechnungen ergaben für die ungünstige Gleitfläche bei ausgehobener Tongrube, je nach Annahme der Dauerdruckverhältnisse, einen globalen Sicherheitsfaktor von $F_{Bischof} = 1.2 - 1.7$.

Modellbildung und Bemessung

Die Bemessung der Rühlwand erfolgte auf aktiven Erddruck. Dieser wurde im Bereich bis zur Ausbuhsohle um den Faktor 1.3 vergrößert und zum Rechteck umgelagert. Der passive Erddruck wurde um den Faktor 1.5 - 2 reduziert, damit nicht die grossen Deformationen in Kauf genommen werden mussten, welche zur vollen Ausbildung des passiven Erddruckes nötig sind. Die Sickerbetonausfachung ist ohne Bewehrung (Korrosion) ausgeführt worden. Die Bemessung erfolgte als Druckbogen. Der Grundriss der Baugrube ist in Bild 3 dargestellt.

Bereich A - F

Aufgrund der Inhomogenität der Auffüllung wurde entschieden, alle Verankerungszonen in den Sihlschotter zu legen. Um die dazu erforderliche freie Ankerlänge nicht allzu gross werden zu lassen, sind die Anker relativ steil ausgeführt worden: 30° - 35°. Schemaschnitt siehe Bild 4. Im Bereich C, wo eine Parzellen-Grenze nicht überschritten werden durfte, mussten die Anker zusätzlich zu einem Voraushub 45° geneigt werden. Ankerversuche zeigten, dass diese Verankerungszonen, welche aus Gründen des Schutzes des Grundwasserträgers mit einem Gewebestrumpf ausgeführt werden mussten, lediglich eine Ankerkraft $V_G = 500$ kN tragen konnten. In den rechteckig auspringenden Ecken im Bereich F wurde zur Vermeidung vieler Ankerdurchdringungen eine Eckspriessung zur provisorischen Stützung der Baugrube montiert. Der Aufnahme der Horizontalkraft parallel zur Wand wurde dabei besondere Beachtung geschenkt. Die Messungen ergaben dann auch Horizontalbewegungen parallel zur auspringenden Wandscheibe von ca. 1 cm, siehe Bild 6. Wegen der Verankerung im Sihlschotter traten Stabilitätsprobleme in den Hintergrund.

Bereich G - K

Die Verankerung in den Bereichen G - K erfolgte wiederum im Schotter. Schemaschnitt Bild 6. Auch hier sind die Anker deshalb relativ steil (30° - 35°) ausgeführt worden und konnten wegen des verlangten Gewebestrumpfes nur eine Kraft von $V_G = 500$ kN tragen. Da im Bereich H die Garagenausfahrt direkt entlang des Baugrubenabschlusses führt, ergab sich hier eine zu grosse Auskragung der Stützmauer, was permanente Anker erforderlich machte. Diese wurden entsprechend den neuen Erkenntnissen und Vorschriften bezüglich Korrosionsschutz und Ankerprüfung erstellt. Es zeigt sich, dass diese Bedingungen bei guter Arbeit der Ankerfirma erfüllt werden können. Von den 7 permanenten Ankern mussten zwei ersetzt werden, da sie weder die geforderten Widerstandswerte (genügende elek-

sole and rearranged into a rectangle. The passive soil pressure was reduced by a factor of 1.5 - 2 so that no major deformations had to be taken into account which are necessary for complete formation of the passive soil pressure. The seeping concrete infill has been made without reinforcement (corrosion). The dimensioning was made in the form of a printed sheet. The ground plan of the construction pit is represented in Fig. 3.

Area A - F

Due to the inhomogeneity of the filling it was decided to place all anchoring zones into the Sihl gravel. In order not to allow the required free anchor length to become too great, the anchors were installed in a relatively steep way: 30° - 35°. Schematic cross-section cf. Fig. 4. In area C where a land parcel border could not be crossed, the anchors had to be inclined additionally to a 45° forward stroke. Anchor tests showed that these anchoring zones, which for reasons of protection of the groundwater carrier had to be made with a fabric hose, could support merely an anchor force of $V_G = 500$ kN. In the orthogonally convex corner in the F area a corner bract for provisional support of the construction pit was mounted in order to avoid a large number of anchor perforations. Particular attention was paid to receiving the horizontal force parallel to the wall. The measurements consequently showed horizontal movements parallel to the convex wall plate of approx. 1 cm, cf. Fig. 6. Due to the anchoring in the Sihl gravel, stability problems became insignificant.

Areas G - K

The anchoring in the G - K areas again was made in the gravel. Schematic cross-section cf. Fig. 6. Here as well the anchors therefore were made relatively steep (30° - 35°) and were able to carry a force of only $V_G = 500$ kN due to the required fabric hose. Since in the H area the garage exit leads directly along the construction pit closure, here the result was too great a cantilever of the supporting wall which made permanent anchors necessary. These were made according to the latest findings and regulations concerning corrosion protection and anchor testing. It shows that these conditions can be met if the anchor company does a good job. Of the 7 permanent anchors two had to be replaced because they reached neither the required values of resistance (sufficient electrical isolation of the anchor $R_1 \geq 0.1$ M Ω , $R_{II} \geq 100$ Ω) nor the required creeping value of $k < 1.2$ mm. Due to the interstitial pressure measuring in the residual clay, various hydraulic flow nets were designed for the excavated construction pit, and their influence on the wall dimensioning was examined. A realistic, average flow pressure reached a good 10%, under unfavorable assumptions approx. 25% of the rectangularly rearranged soil pressure without water increased by the factor 10.3, without the downward drainage through the gravel layer this influence would be yet substantially greater. The measurements showed a greater pressure drop in the depth behind the wall than expected. The difference between the horizontal and vertical permeabilities is still greater

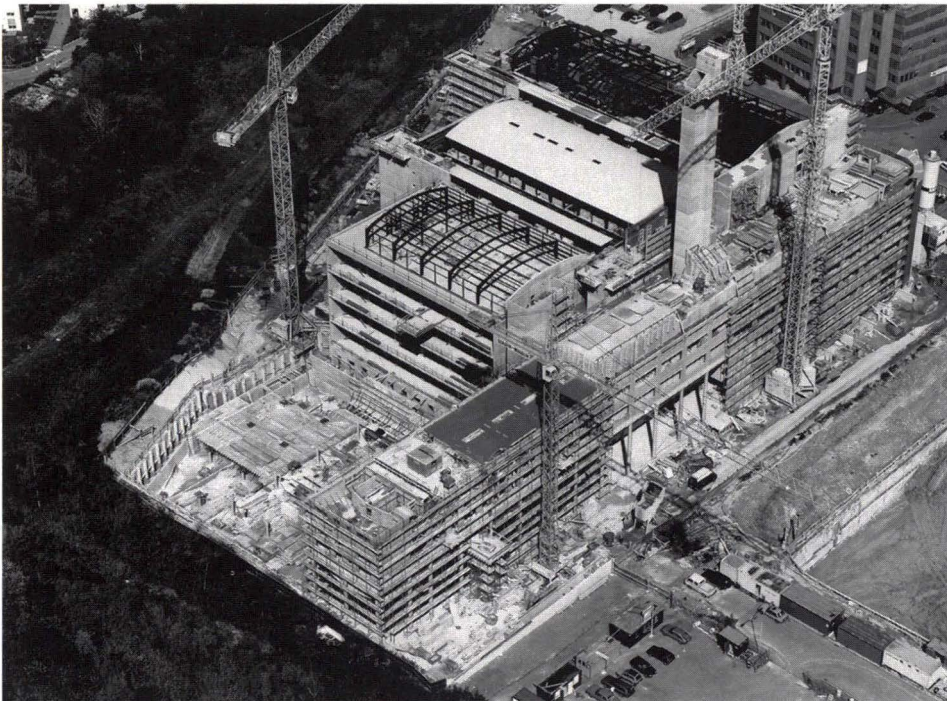


Bild 9: Flugaufnahme
Fig. 9: Airphoto

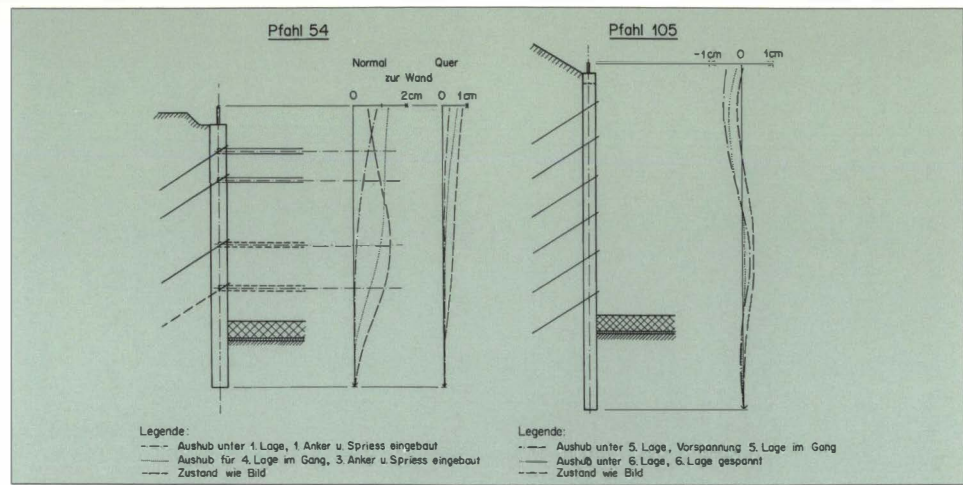
trische Isolation des Ankers $R_I \geq 0.1 \text{ M}\Omega$, $R_{II} \geq 100 \Omega$) noch das geforderte Kriechmass $k < 1.2 \text{ mm}$ erreichten. Aufgrund der Porenwasserdrucknullmessung im Gehängelehm wurden verschiedene Strömungsnetze für die ausgehobene Baugrube entworfen und deren Einfluss auf die Wandbemessung untersucht. Ein realistischer, mittlerer Strömungsdruck erreichte dabei gut 10%, unter ungünstigen Annahmen ca. 25% des rechteckig umgelagerten, um den Faktor 1.3 erhöhten Erddruckes ohne Wasser. Dieser Einfluss wäre ohne die Drainage gegen unten durch die Schotter-schicht noch wesentlich grösser. Die Messungen ergaben einen stärkeren Druckabfall in die Tiefe hinter der Wand, als erwartet. Der Unterschied der horizontalen und vertikalen Durchlässigkeiten ist noch grösser als prognostiziert ($k_h \gg k_v$). Somit war der Einfluss des Strömungsdruckes sehr gering. Zudem wurden trotz der Verankerungen im Schotter wegen der Hanglage und den erwarteten Porenwasserdrücken im Ton kleinräumige und weiter hinaufreichende Gleitebenen bezüglich Hangstabilität bei offener Baugrube untersucht. Die Sicherheiten bei pessimistischen Annahmen der Wasserdruckverhältnisse im Hang waren so tief ≈ 1.0 , dass ohne Messungen keine genügend abgesicherte Aussage über die Stabilität gemacht werden konnte. Mit den gemessenen Wasserdrücken der Nullmessung ergaben sich Sicherheitsfaktoren von 1.2 - 1.3, welche akzeptiert wurden, da im Verlaufe des Aushubes mit einem Absinken der Porenwasserdrücke und damit einem Anstieg der Sicherheit gerechnet werden konnte. Die Anordnung der Überwachungseinrichtungen ist in Bild 5 dargestellt.

than prognosticated ($k_h \gg k_v$). Thus the influence of the flow pressure was very small. In addition, despite the anchorings in the gravel, due to the slope situation and the expected interstitial pressure in the clay, small slip planes reaching further up were examined with regard to slope stability in the case of an open construction pit. The safety factor in the case of pessimistic assumptions of the water pressure ratios in the slope were so low = 1.0 that without measuring no sufficiently secured statement could be made concerning the stability. With the measured water pressures of the zero measuring, safety factors of 1.2 - 1.3 resulted which were accepted since in the course of the excavation process a dropping of the interstitial pressures and thus an increase in safety could be expected. The arrangement of the monitoring system is represented in Fig. 5.

Monitoring

Interstitial pressure distribution in the clay:
The knowledge concerning interstitial pressure distribution in the residual clay or the prognosis concerning its change during the excavation and the possibility of controlling it during the works is a precondition for a meaningful dimensioning of the construction pit closure. For this purpose, in a cut, 8 hydraulic interstitial pressure transducers, and for control purposes two multiple quartz tube filters were installed in two borings. The water pressures measured prior to the beginning of work were always smaller than the values prognosticated on the basis of the zero measuring.

Bild 6: Slopemessung
Fig. 6: Slope measurement



Überwachung

Porenwasserdruckverteilung im Ton:
Die Kenntnisse der Porenwasserdruckverteilung im Gehängelehm resp. die Prognose über deren Veränderung beim Aushub und die Kontrollmöglichkeit während den Arbeiten ist Voraussetzung für eine sinnvolle Bemessung des Baugrubenabschlusses. Hierzu wurden in einem Schnitt in zwei Bohrungen 8 hydraulische Porenwasserdruckgeber und zu Kontrollzwecken zwei Quarzfilterkerzen eingebaut. Die im Verlauf der Arbeit gemessenen Wasserdrücke waren immer kleiner als die aufgrund der Nullmessung prognostizierten.

Grundwasserspiegel:
Für die Erfassung des Grundwasserspiegels im Schotter wurde bereits in der Prospektionsphase eine elektronische Messstelle mit Erfassung von Wasserstand, Leitfähigkeit und Wassertemperatur eingerichtet. Der natürliche Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels wurde von 418,0 bis 419,4 m ü.M. angegeben, wobei 1974 infolge einer Grundwasserabsenkung die Kote von ca. 416,0 erreicht wurde.

Deformationen:
Zur Überwachung des Baugrubenabschlusses und der Umgebung bezüglich horizontaler und/oder vertikaler Bewegungen wurde ein Netz von Messpunkten für die geodätische Vermessung und Sloperohre in 8 Bohrpfählen installiert. Die Sloperohre wurden aus Kostengründen nicht unter den Pfahlfuss geführt, weshalb der Pfahlkopf dieser Pfähle ebenfalls geodätisch vermessen wurde. Die Resultate der Messungen der Baugrubenwand lagen immer innerhalb der Erwartungen. Im Bild 6 sind typische Slope-Resultate aufgeführt.

Ankerkräfte:
Zur Überwachung der Ankerkräfte wurden an 18 temporären Anker ausführliche Spannproben durchgeführt und bei 16 Anker Druckmessdosen eingebaut. Diese Überwachungen wurden an Anker angeordnet, welche geodätisch resp. mit Slopes überwachte Pfähle stützten, um einen Zusammenhang Bewegung-Kraft herstellen zu können. Bei allen 7 permanenten Anker wurde das Kriechmass k bestimmt, bei 2 Anker mit einer ausführlichen Spannprobe. Die ausführlichen, wie die einfachen Spannproben erfüllten die Erwartungen fast ohne Ausnahmen, weshalb praktisch keine zusätzlichen Anker notwendig wurden. Die Resultate der Druckmessdosen zeigten in der Regel leichte Ankerkraftabnahmen z.T. mit fortschreitendem Aushub wieder einen leichten Anstieg, der aber nie wesentlich über V_G anstieg. Die Druckmessdosen im Garagenbereich zeigten während der Setzungen der Messpunkte oberhalb der Wand ebenfalls keine Kraftzunahme.

Groundwater level:
In order to record the groundwater level in the gravel already during the prospection phase, an electronic measuring center which recorded water level, conductivity and water temperature was installed. The natural range of variations of the groundwater level was recorded as between 418,0 and 419,4 meters above sea level, and in 1974 - due to a decrease in the groundwater level - a spot height of approx. 416,0 was recorded.

Deformations:
In order to monitor the construction pit closure and the environment with regard to horizontal and/or vertical movements, a network of measuring points for the geodetic measuring and slope tubes were installed in 8 bored piles. For cost reasons, the slope tubes were not led below the pile base, therefore the pile head of these piles was also measured geodetically. The results of the measurements of the construction pit wall always remained within the expectations. In Fig. 6, typical slope results are shown.

Anchor forces:
In order to monitor the anchor forces, 18 temporary anchors were subjected to extensive stressing tests, and pressure measuring cells were installed in 16 anchors. These monitorings were arranged on anchors which supported piles monitored geodetically or with slopes in order to create a context between movement and force. In the case of all 7 permanent anchors the creeping value k was determined, in the case of 2 anchors with a thorough stressing test. The extensive as well as the simple stressing tests met the expectations almost without exceptions. Therefore, practically no additional anchors were necessary. The results of the measuring cells normally showed a slight increase again which, however, never exceeded V_G significantly. During the placing of the check points above the wall the pressure measuring cells in the garage area showed no pressure increase either.

Overground workings

The complex of buildings was subdivided into various statically independent construction components according to the utilization requirements.

- **Basement building**
The 4-storey basement building consists of loosely armoured flat slab floors with integrated steel mushrooms made of in-situ concrete and prefabricated supports made of concrete moulded by centrifugal action.
- **Annex-, development- and operations-building**
The basement storeys were made without joints using in-situ concrete. The main dimensions are $W \times L \times H = 80 \times 120 \times 10$ m. In the overground storeys the individual building parts were dilated and stabilized individually. The annex building consists of in-situ concrete flat slab floors (grid 6×6 m) over prefabricated supports or with prefabricated wall elements made of concrete. The antenna tower which rises approx. 50 m above ground was made of in-situ concrete and with

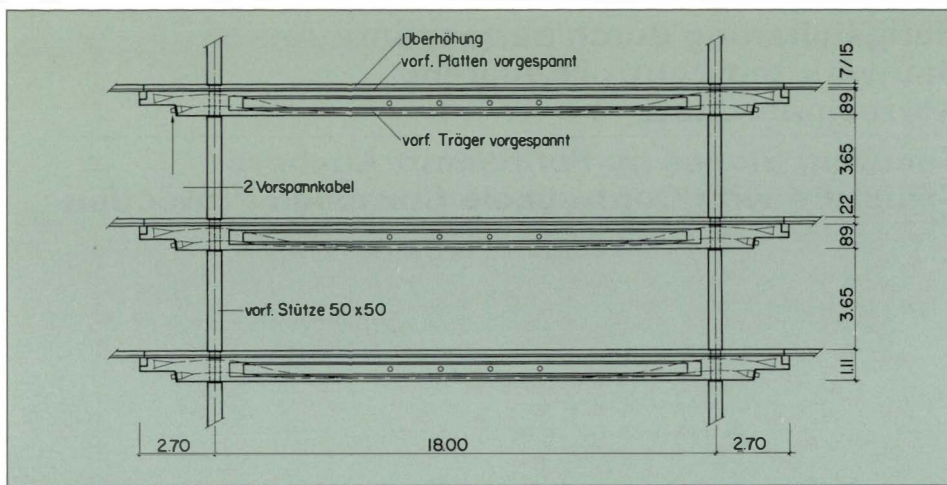


Bild 7: Schemaschnitt Betriebsgebäude
Fig. 7: Schematic section operation building

Hochbau

Der Gebäudekomplex wurde entsprechend den Nutzungsanforderungen in verschiedene statisch selbstständige Bauteile unterteilt.

- Unterniveaugebäude
Das 4-geschossige Unterniveaugebäude besteht aus schlaff bewehrten Flachdecken mit integrierten Stahlpilzen aus Ortsbeton und vorgefertigten Schleuderbetonstützen.
- Annex-, Erschliessungs- und Betriebsgebäude
Die Untergeschosse wurden fugenlos in Ortsbeton erstellt. Die Hauptabmessungen betragen $B \times L \times H = 80 \times 120 \times 10$ m. In den oberirdischen Geschossen wurden die einzelnen Gebäudeteile dilatiert und jeweils für sich selbst stabilisiert. Das Annexgebäude besteht aus Ortsbeton-Flachdecken (Raster 6×6 m) über vorgefertigte Stützen bzw. mit vorgefertigten Wandelementen aus Beton. Der ca. 50 m über Boden ragende Antennenturm wurde mit einer Kletterschalung ebenfalls in Ortsbeton erstellt.
In der Erschliessungszone kam ein gemischtes Tragsystem (Einzelstützen, Wände, Lifttürme) in Massivbauweise zur Anwendung. Die 3 Betriebsgebäude wurden vorwiegend mit vorgefertigten Tragelementen erstellt (siehe dazu Bilder 7 + 8).
- vorgefertigte Stützen, $B \times H = 50 \times 50$ cm, im Raster von 18×6 m
- vorgefertigte und vorgespannte (im Werk und auf der Baustelle) Träger von ca. 24 m Länge, 90 cm Höhe und ca. 200 kN Eigengewicht
- vorgefertigte und im Spannbett vorgespannte Platten von 7 cm Stärke
- Überbeton an Ort von 15 cm Stärke.
Die Hallendächer wurden als Stahlbogenkonstruktion erstellt.

Schlussbemerkungen

Mit dem vorliegenden Bericht wurde versucht, einen Überblick über Konzept und Bau einer interessanten Baustelle am Beispiel des Fernmeldegebäudes FZ4 in Zürich-Binz zu geben. Bereits nach Rohbauvollendung ist von der ganzen Baugrubenumschliessung kaum mehr etwas zu sehen (Bild 9). Als «permanente» zweite Haut bleibt sie aber als ein wichtiger Bestandteil des Gebäudes bestehen.

- climbing forms. In the development zone, a mixed bearing system (individual bearing elements, walls, elevator towers) in solid construction was used. The three operations buildings were constructed by using mainly prefabricated support elements (cf. Fig. 7 and 8), prefabricated supports, $W \times H = 50 \times 50$ cm, grid 18×6 m
- prefabricated and prestressed (at the works) bearers of approx. 24 m length, 90 cm height and approx. 200 kN own weight
- prefabricated plates of 7 cm thickness, prestressed in the prestressing bed
- non-structural top screed in situ of 15 cm thickness
The hall roofs were made as steel arch constructions.

Final remarks

The present report attempts to give an overview of the concept and construction of an interesting building site by the example of the telecommunications building FZ4 in Zurich-Binz. Already after shell completion hardly anything can be seen anymore of the construction pit enclosure (Fig. 9). As a «permanent» second skin, however, it remains an important part of the building.



Bild 8: Foto Bauzustand
Fig. 8: Photo operation building under construction

Hangsicherung durch permanente Anker Bauwerk mit kontrollierbarem Korrosionsschutz

Securing Slopes by Permanent Anchors Structure with Controllable Corrosion Protection

Martin Känzig, dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
SBB Baudirektion
3000 Bern

Walter Wiedmer, dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
Rothpletz/Lienhard AG,
3000 Bern

Reto Ulmi, ing. civil dipl. EPFL
Fehlmann Travaux Hydrauliques SA,
1066 Epalinges/Lausanne

Bauherr/Client: SBB Kreisdirektion I, Lausanne
Projektleitung/Project management: SBB Hauptabteilung Bau I, Bausektion Bern
Projektverfasser und örtliche Bauleitung/Project authors & site management: Rothpletz/Lienhard AG, Projektierende Bauingenieure SIA, Bern
Geotechnische Beratung/Geotechnical consultants: Geotest, Zollikofen
Tiefbauarbeiten/Civil engineering: ARGE Frutiger-Heller-Schmalz
Spezialtiefbauarbeiten/Special civil works: Fehlmann Travaux Hydrauliques SA, Epalinges/Lausanne
Ankerlieferant/Anchor supplier: Freyssinet SA, Moudon

Vorgeschichte

Der sanierungsbedürftige Streckenabschnitt zwischen Schmiten und Flamatt gehört zur Hauptstrecke Bern-Genf der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB). Die 3.8 km lange Strecke wurde 1860 einspurig in Betrieb genommen und 1931 auf Doppelspur ausgebaut. Die Strecke verläuft auf der ganzen Länge entlang dem südöstlichen Hang eines Taleinschnittes. So liegt das Trassees weitgehend in den flach gelagerten Sandsteinen und Mergeln der unteren Süsswasser-molasse. Der Untergrund ist stark geklüftet und kann erheblich Wasser führen oder drainieren.

Durch Vorschüttung von Aushub- und Tunnelausbruchmaterial entstanden die zahlreichen Bahndämme. Das Schüttmaterial liegt locker gelagert als Unterbau des Trassees vor und unterliegt dem Verwitterungsprozess durch Wassereinflüsse. Unter den gegebenen Verhältnissen sind Setzungen und talseitige Verschiebungen des Bahnkörpers infolge Instabilitäten der Hanglagen bis zu 4 cm pro Jahr messbar. Der durchschnittliche Aufwand der Bahndienste für den Streckenunterhalt wird hier um ein Vielfaches überschritten.

Projekt

Neben der Unterbausanierung bildet die Stabilisierung von Kriechhängen das Schwergewicht der Sanierung. Folgende Massnahmen sollen Verschiebungen verhindern und die Gleitsicherheit auf etwa 1.3 erhöhen:

- 150 m offene Bohrfahlwand, gesichert mit permanenten Ankern
- Im Dammbereich 430 permanente Felsanker mit Ankerplatten aus vorfabrizierten Betonelementen (2.0 x 2.6 m)
- 250 m Bodenvernagelung mit ausinjizierten Stahlrohren, in Bereichen in welchen keine Anker versetzt werden können.

Die Arbeiten begannen im Juni 1993 und dauern insgesamt 2 Jahre. Die Bauausführung wird durch den aufrechtzuerhaltenden Bahnverkehr erheblich erschwert.

Anforderungen an die Anker aus der Sicht der Bauherrin

Die SBB als Bauherrin haben seit Jahrzehnten bei verschiedensten Bauwerken permanente Verankerungen eingesetzt. Nun stellt sich aber die Frage nach dem Zustand der im Boden verborgenen, nicht mehr kontrollierbaren Ankerteile und nach den Risiken, die sich infolge allfälliger Korrosion ergeben. Um solche Risiken für neue Bauwerke auf die Dauer klein zu halten, haben die SBB 1991 eine Weisung erlassen, welche im wesentlichen folgende grundsätzliche Anforderungen enthält:

- Beständigkeit, um der langen Nutzungsdauer der Infrastruktur der SBB gerecht zu werden, d.h. Korrosionsschutz
- Kontrollierbarkeit aller Teile für die ganze Lebensdauer

Background history

The section of the railway between Schmiten and Flamatt, west of Berne, is part of the main line of the Swiss Federal Railways (SBB) between Berne and Geneva, and is in need of rebuilding. This section, 3.8 km long, was constructed as a single-track line in 1860, then expanded to double-track in 1931. The whole length of the section runs along the south-eastern slope of a valley. Hence the track is largely in the flatly layered sandstones and marls of the lower fresh-water molasses. The subsoil is severely cleft and can carry or drain off large quantities of water.

By previously dumping excavated soil and rock removed from tunnels the numerous embankments were produced. The dumped material lays loosely as a subsoil for the track and is exposed to weathering caused by the water. Under the prevailing circumstances settling and displacement of the railway foundations on the valley side of up to 4 cm per annum can be measured on account of the instability of the slope. Here the average expenditure of the railway services for track maintenance is exceeded by a multiple of what is normal.

Project

Apart from repairing the substructure of the track, stabilization of the creeping slopes forms the major aspect of the repair. The following measures are aimed at preventing displacements and at increasing the sliding safety to about 1.3.

- 150 m open pile wall secured with permanent anchors.
- In the region of the embankment 430 permanent rock anchors with anchor-plates of pre-fabricated concrete elements (2.0 x 2.6 m).
- 250 m soil nailing with fully injected steel pipes in areas where no anchors can be placed.

The work began in June 1993 and will last for 2 years. Execution of the work is considerably impaired by the need to maintain the regular traffic schedule.

Demands on the Anchors from the Client's Point of View

As clients, the SBB have employed permanent anchors for decades on a wide variety of sites. Now the question arises as to the state of those parts of the anchors hidden in the ground where they can not be checked, as well as to the risks which may result from corrosion. In order to keep such risks for new structures as low as possible in the long run, SBB issued a directive in 1991, containing the following main stipulations:

- Corrosion protection in order to ensure the long useful life of infrastructures of SBB.
- Controllability of all parts during their entire service life.



Ansicht einer Teilstrecke der Baustelle. Im Vordergrund der Bagger mit der speziellen Bohrlafette, mit der Angriffspunkte bis 5 m unterhalb der Plattform und 8 m aus der Baggerachse erreicht werden können. View of part of the construction site. In the foreground is the excavator with the special drilling carriage, with which drilling points 5 m below the platform and 8 m out of the excavator axis can be reached.

- Ersatzkonzept, damit eine Teilerneuerung des Bauwerks möglich ist
- Für die Abnahme des Bauwerks werden elektrische Widerstandsmessungen vorgeschrieben. Diese Messungen müssen während der ganzen Lebensdauer des Bauwerks wiederholbar sein.

Die Ankerhersteller sind den hohen Anforderungen an die Beständigkeit der Anker mit der Neuentwicklung einer vollständigen elektrischen Isolation des Ankerstahls gegenüber Bauwerk und Untergrund nachgekommen.

Funktionsweise und Herstellung der Anker

Insgesamt sind 490 Freyssinet-Litzenanker à 3 bis 5 Litzen 0.5" für eine Gebrauchslast V_G von 260 bis 530 kN vorgesehen.

Die Litzen sind im Bereich der freien Ankerlänge gefettet und ummantelt, dagegen im Bereich der Verankerungslänge blank zur Kraftübertragung. Zusätzlich ist das Zugglied auf seine ganze Länge mit einem PE-Rohr umhüllt, das im Verankerungsbereich eine gewellte und über die freie Ankerlänge eine glatte Oberfläche aufweist. Die Kontinuität der Umhüllung ist beim Abschluss durch eine dichte Wärmeschumpfungsmuffe garantiert. Der Raum zwischen Mantel und Litze ist mit Injektionszementmörtel verfüllt.

Die Anker werden auf die Prüflast $V_p = 1.4 V_G$ geprüft und anschliessend auf die Vorspannkraft $V_0 = 0.75 V_G$ gespannt. Die elektrischen Widerstandsmessungen zur Korrosionsschutzprüfung sind nachstehend beschrieben.

Bauausführung

Nach dem vorgängig in der Böschung erstellten Aushub werden die Ankerplatten in einem Abstand von 3.0 m, 5.0 m oder 5.5 m versetzt. Die verrohrte Bohrung mit Durchmesser 133 mm erfolgt durch die Aussparung in der Mitte der Ankerplatte. Da die Bohrungen unterhalb der Arbeitsplattform zu liegen kommen, musste ein spezielles Gerät entwickelt und konstruiert werden. Verschiedene Randbedingungen, wie max. Transportgewicht, max. Abmessungen in Anbetracht der engen Platzverhältnisse, Stabilität des Gerätes bei grösster Auskrantung usw. spielten bei der Gerätewahl die entscheidende Rolle. Schliesslich gelangte ein Hydraulikbagger (25 t) mit einer speziellen Bohrlafette von 7 m Länge und einem Schlagbohrgerät zum Einsatz. Damit können Angriffspunkte bis 5 m unterhalb der Plattform und 8 m aus der Baggerachse erreicht werden.

Nach dem Bohren und dem Rückzug des Gestänges erfolgt die Primärinjektion mit Zementsuspension. Danach wird der Anker eingeführt und die Verrohrung zurückgezogen. Mehrere Nachinjektionen sind erforderlich, um die Verankerung zu gewährleisten.

- A replacement concept so that partial renovation of the structure will be possible.
- For acceptance of the structure electric resistance measurements were stipulated. It must be possible to repeat these measurements throughout the entire service life of the structure.

The manufacturers of the anchors have fulfilled the requirements by developing steel anchors with complete electrical insulation between the steel, the structure and the subsoil.

Principle and Manufacture of the Anchors

Altogether 490 Freyssinet stranded anchors with 3 to 5 strands 0.5" thick will be provided, capable of bearing a service load V_G of 260 to 530 kN.

In the region of the free length of the anchors, the strands are greased and sheathed, but over the anchoring distance they are bare to permit the transmission of forces. In addition, the tensile element is surrounded by a PE tube down its entire length, its surface being corrugated for the anchoring distance but smooth over the free length. The continuity of the sheath is assured at the end of the sheath by thermal-shrinking on a dense sleeve. The space between the strands and the sheath is filled with injected cement mortar.

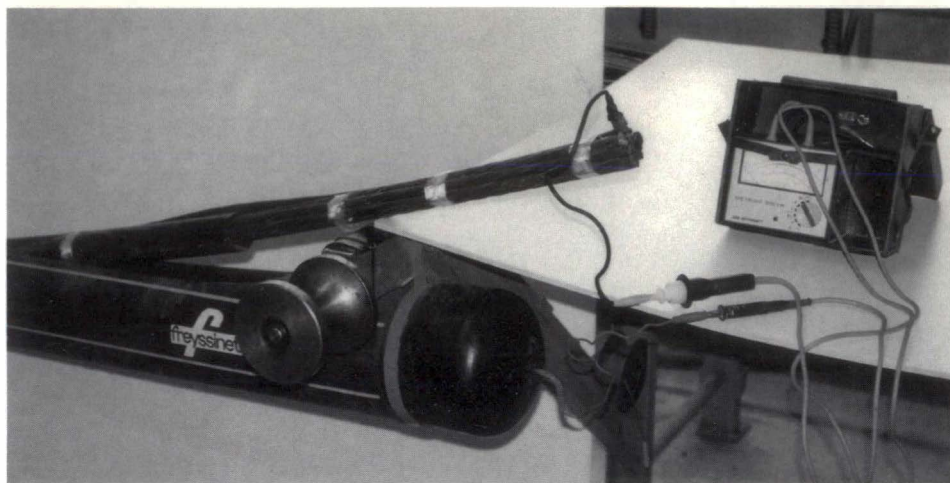
The anchors will be tested at the test load V_p of 1.4 V_G and then spanned to the prestressing force V_0 of 0.75 V_G . The electric resistance measurements of the corrosion protection test are described below.

Execution of the Construction Work

When the soil for the anchors had been excavated in the slope, the anchor-plates were placed a distance of 3.0, 5.0 or 5.5 m apart. The piped bore with a diameter of 133 mm passes through a recess in the centre of the anchor-plate. Since the holes are located below the working platform, a special device had to be designed and constructed. Different boundary conditions, such as the maximum transport weight, the maximum dimensions in relation to the limited space available, the stability of the device at maximum projection and the like, played a decisive role in the choice of the device. Finally adopted was a hydraulic excavator (for 25 t) with a special drilling carriage 7 m in length and an impact drilling unit. It is thus possible to reach drilling points 5 m below the platform and 8 m out of the axis of the excavator.

Following drilling and withdrawal of the rodding, the primary cement suspension is injected. Then the anchor is inserted and the piping withdrawn. Several further injections are necessary to ensure that anchoring is secure.

When spanning the first anchor, considerable settling of the anchor-plates was measured (5 to 10 cm). Since undue displacement of the anchor abutment could be detrimental to the corrosion protection, a method of reducing settling had to



Durchführung der elektrischen Widerstandsmessung im Werk (Messung I)
Measuring the electric resistance in the manufacturers' factory. (Measurement I)

Beim Spannen der ersten Anker wurden grosse Setzungen der Ankerplatten gemessen ($5 \div 10$ cm). Da zu grosse Verschiebungen des Ankerwiderlagers zur Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes führen könnten, musste nach einer Methode zur Reduktion der Setzungen gesucht werden. Deshalb werden die Anker vor dem Einbau des Ankersystems auf die rechnerische Gebrauchslast (V_G) vorgespannt und wieder entlastet. Damit sind die Primärsetzungen vorweggenommen. Nach Einbau der Ankerköpfe traten bei der Zweitbelastung nur noch Setzungen kleiner als 3 cm auf.

Korrosionsschutzprüfung

Grundlage für die Messung des elektrischen Widerstandes bildet die Weisung der SBB über permanent verankerte Bauwerke von 1991 und die Richtlinie des Bundesamtes für Strassenbau von 1993.

Die Messung I dient der Dichtigkeitsprüfung des PE-Rohres und verlangt die Messung des Widerstandes zwischen Ankerstahl und der Umgebung. Bereits im Werk wird die erste Messung I durch den Ankerhersteller ausgeführt. Dazu wird der Anker in ein Wasserbad getaucht und der Widerstand zwischen den Litzen und dem Wasser gemessen (Messung I, $R_I \geq 0.1$ MOhm, Messgerät Métriso 500 VW).

Die Messung I wird von der Unternehmung nach der Einführung des Ankers in das Bohrloch wiederholt, und zwar vor und nach der Injektion mit Zementsuspension. Damit werden allfällige Beschädigungen, die vom Transport oder dem Einbau herrühren, frühzeitig festgestellt.

Die eigentlich geforderte Messung I erfolgt bei der Spannprobe. Die Kontrolle des elektrischen Widerstandes zwischen Ankerlitzen und Untergrund erfolgt sowohl im ungespannten wie im fertiggespannten Zustand. Es ist darauf zu achten, dass der Minuspol einwandfrei geerdet wird. Die Erdung wird mit einem mindestens 1 m tief in den Boden gerammten Armierungseisen erreicht.

Bei der Messung II wird bei gespanntem Anker und noch nicht ausinjiziertem Ankerkopfbereich der elektrische Widerstand zwischen Ankerplatte und Flanschblech gemessen (Messung II, $R_{II} \geq 100$ Ohm, Messgerät Norma D 39 50). Damit wird kontrolliert, ob der Ankerkopf vom Bauwerk ausreichend elektrisch isoliert ist.

Die Messung I am gespanntem Anker und die Messung II sind empfindlich gegen Luftfeuchtigkeit. Auch können feuchte Oberflächen im Ankerkopfbereich zu verfälschten Messwerten führen. In diesem Fall sind die Messungen unter besseren Bedingungen bei trockenen Verhältnissen zu wiederholen.

be sought. Therefore before the anchor system is inserted, the anchor is prestressed to the theoretical service load V_G and then relieved. This eliminates the primary settling. When the anchor heads have been installed, the settling that occurs when load is applied for the second time is less than 3 cm.

Corrosion Protection Test

The basis for measurement of the electric resistance was the SBB directive of 1991 on permanently anchored structures and the directive of the Federal Office for Road Construction dated 1993.

Measurement I is used to check the absence of leakage in the PE pipe and demands measurement of the resistance between the anchor steel and its surroundings. The first measurement (I) is already performed in the manufacturers' factory. The anchor is immersed in a water-bath and the resistance is measured between the strands and the water (measurement I, $R_I \geq 0.1$ M Ω , using a Métriso 500 VW meter).

Measurement I is repeated by the contractors when the anchor has been inserted in the drilled hole, before and after injection. The electric resistance between the strand and the soil is checked in both the unstressed and final stressed states. It is important to ensure that the minus pole is adequately earthed. Earthing is effected by ramming a reinforcing iron at least 1 m deep into the ground.

During measurement II with the anchor stressed and the anchor-head region not yet injected, the electric resistance is measured between the anchor-plate and the metal flange (measurement II, $R \geq 100$ Ω , using a Norma D 3950 meter). This checks whether the anchor-head is sufficiently insulated from the structure.

Measurement I on the stressed anchor and measurement II are sensitive to atmospheric humidity. Also moist surfaces in the region of the anchor head can falsify the readings. In such cases the measurements have to be repeated under improved conditions when the weather is dry.

Provisional Results and Assessment

During the first execution phase 50 anchors were placed. The resistance measurements I and II performed yielded results which were clearly higher than the specified resistance of 0.1 M Ω and 100 Ω , respectively.

Measurement I on unstressed anchors yielded unsatisfactory values only in two cases.

For the measurement of the resistance of the stressed anchors the specified minimum value was exceeded in three cases. These three measurements were obtained on the same day under very adverse weather conditions. These anchors will be rechecked later when the weather is better.

Vorläufige Ergebnisse und Beurteilung

In der ersten Ausführungsphase wurden 50 Verankerungen erstellt. Die durchgeführten Widerstandsmessungen I resp. II ergaben Messergebnisse, die deutlich über den geforderten Mindestwerten für den elektrischen Widerstand von 0.1 MOhm (Messung I) bzw. 100 Ohm (Messung II) lagen.

Die Messung I am ungespannten Anker hat lediglich in zwei Fällen zu ungenügenden Werten geführt.

Für die elektrische Widerstandsmessung I am gespannten Anker wurde der geforderte Mindestwert in drei Fällen unterschritten. Diese drei Messungen wurden anlässlich desselben Messeinsatzes bei sehr schlechten Witterungsbedingungen ausgeführt. Diese Anker werden so bald wie möglich bei günstigeren Verhältnissen nochmals geprüft.

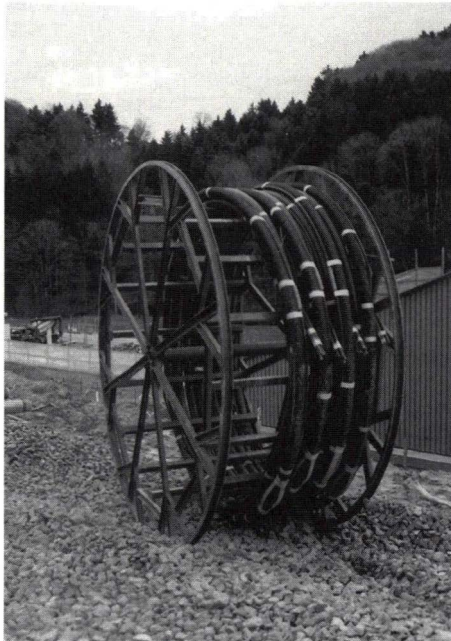
Die Widerstandsmessung II lieferte bis auf eine Ausnahme positive Messergebnisse, d.h. der gemessene elektrische Widerstand betrug mehr als 100 Ohm. Lediglich eine Verankerung zeigte mit einem elektrischen Widerstand von 12 Ohm einen unzureichenden Korrosionsschutz an.

Ausblick

Im weiteren Verlauf der Ausführung werden noch ungefähr 450 Verankerungen erstellt. Die anfänglichen Ausfallquoten bei den elektrischen Widerstandsmessungen sind bis anhin in einem erwarteten Mass und innerhalb des Toleranzbereichs von 10%. Alle Beteiligten sind bemüht, die Ausführung noch zu verbessern, um eine einwandfreie Kontrolle des Korrosionsschutzes möglichst aller Anker zu gewährleisten.

Die Primärbelastung der Anker vor dem endgültigen Einbau der Ankerköpfe hat sich bestens bewährt.

Die elektrischen Widerstandsmessungen an den ausgeführten Verankerungen zeigen, dass bei sorgfältiger Behandlung der Anker und ebenso sorgfältiger Ausführung der Verankerungsarbeiten, hohe Isolationswerte auch beim gespannten Anker erreicht werden.



Kabel sauber aufgerollt für den Transport vom Werk bis zur Baustelle.
Cable neatly rolled for transport from the works to the site.

Resistance measurement II yielded positive results, except in one case, that means, the measured resistances were more than 100 Ω . Only one anchor, with a resistance of only 12 Ω , exhibited inadequate corrosion protection.

Prospects

In the course of execution a total of 450 more anchors will be installed. The initial failure rates of the electric resistance measurements were no higher than anticipated and were within a tolerance band of 10%. All those concerned are making an effort to improve the execution, so that the corrosion protection of all anchors can be assured as far as possible.

The primary loading of the anchors before final installation of the anchor heads has proved very satisfactory indeed.

The measurements of electric resistance on the completed anchors show that when the anchors are carefully treated and the anchoring work is carried out with similar care, high insulation values can be attained, even when the anchors are stressed.

EW Obwalden – Ausbau Lungererseewerk Felsanker mit neuartiger Verrohrung im Kraftwerk Unteraa

Upgrading of the Hydroelectric Power Development in Obwalden New Concept for Permanent Rock Anchors

Urs Müller dipl. Ing. ETH

AG Ingenieurbüro Maggia,
6600 Locarno

Prof. Dr. Dieter Jungwirth und
Reinhard Klöckner dipl. Ing. TU
DYWIDAG, München

Hans Peter von Allmen, dipl. Ing. ETH
und Harry Keller

SpannStahl AG, 8340 Hinwil

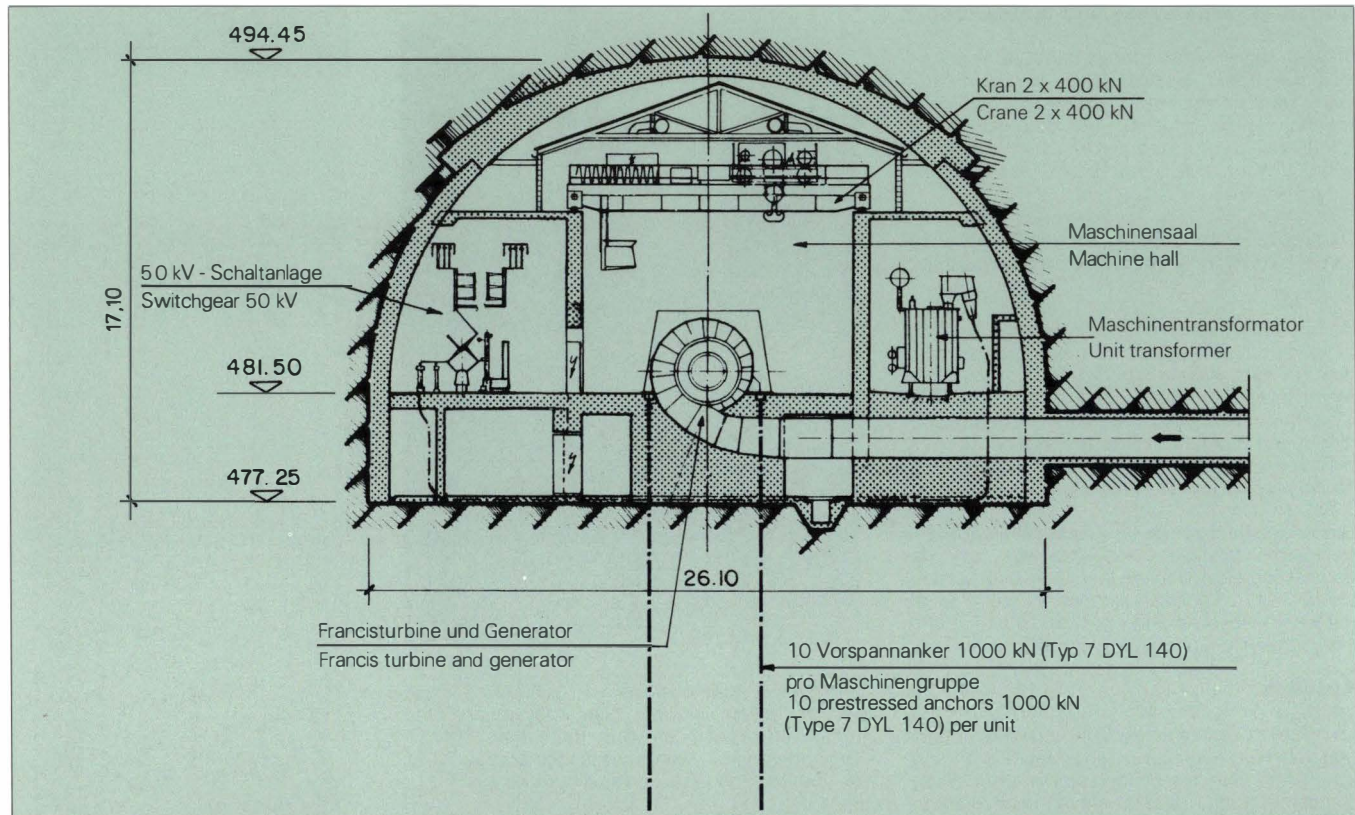


Bild 1: Querschnitt durch die Maschinenkaverne
Fig. 1: Cross section through the powerhouse cavern

Die erste Ausbaustufe des Lungererseewerks umfasst die Erneuerung des Kraftwerks Unteraa in Giswil mit dem Bau einer rund 100 m tief im Fels liegenden Kavernenzentrale.

Die 87 m lange und 26 m breite Maschinenkaverne nimmt im Endausbau vier Maschinengruppen samt den dazugehörigen elektromechanischen Einrichtungen auf (Bild 1).

Die Maschinengruppen bestehen aus horizontalen Francisturbinen von 24 MW Leistung, 14 m³/s Nennwassermenge und dem direkt gekoppelten Generator von 31,5 MVA Nennleistung.

Die Fundamente der vier Maschinengruppen wurden mit je 10 Felsankern, Gebrauchslast 1000 kN pro Anker, vertikal abgespannt. Diese Massnahme dient der örtlichen Aktivierung des Felsuntergrundes als schwingungsdämpfende Masse, um eine ruhigere Laufart der Maschinen zu bewirken (Bild 2).

Dem Korrosionsschutz der entsprechenden permanenten Felsanker war unter den gegebenen Umständen, insbesondere im Hinblick auf die erhöhte Gefährdung durch Streuströme, besondere Beachtung zu schenken.

The first extension of the Lungeresee Hydro Power Plant includes the upgrading of the Unteraa Power Station in Giswil by a cavern plant situated 100 m deep in the rock.

The powerhouse cavern, 87 m long and 26 m wide, will in the first stage accommodate four groups of engines together with the related electro-mechanical installations (Figure 1).

The engine groups consist of 24 MW Francis turbines with a nominal flow rate of 14 m³/sec, which are directly connected to the 31,5 MVA capacity generators.

The foundation blocks of the four turbine groups are tied down vertically by means of 10 rock anchors per group, with a working load of 1000 kN per anchor. The purpose of the anchoring is to locally activate rock masses to absorb turbine vibrations (Figure 2).

Due to possible stray currents, particular attention was required with respect to long term corrosion protection for the rock anchors.

Verbesserter Korrosionsschutz für permanente Boden- und Felsanker

Entscheidend für die Dauerhaftigkeit der heute üblichen Anker mit Tragelementen aus Stahl ist der Schutz dieser Teile gegen Korrosion jeglichen Ursprungs.

Ein neuartiger Weg zur Gewährleistung eines zuverlässig auf Dauer wirksamen Korrosionsschutzes für Anker aus Spannstählen mit Kunststoffverrohrung wird durch die in der Schweiz eingeführte Methode der vollständigen elektrischen Isolierung der Anker gegenüber dem Baugrund und ggf. dem Bauwerk beschrieben.

In der Richtlinie der fünf schweizerischen Vorspannfirmer von 1989 («Empfehlungen für Projektierung und Ausführung des Korrosionsschutzes von permanenten Boden- und Felsankern») wird hierfür die Überprüfung der Integrität des Korrosionsschutzes durch die mit Zementmörtel verpresste Kunststoffverrohrung (sog. «doppelter Korrosionsschutz») einschliesslich Ankerkopf vor und nach dem Spannen der Anker vorgeschlagen bzw. gefordert.

Der entsprechende Nachweis wird durch eine elektrische Widerstandsmessung mit einer Prüfspannung von 500 V Gleichstrom erbracht.

Auf diese Weise ist es möglich, auch geringste Feuchtigkeitsbrücken zwischen den tragenden Stahlteilen des Ankers und seiner Umgebung auszuschliessen und somit sicherzustellen, dass weder der Zutritt von Wasser, Sauerstoff oder aggressiven Medien noch das Fliessen irgendwelcher, die Korrosion fördernder elektrischer Ströme möglich ist.

Im vorliegenden Fall wurde für die Herstellung der Felsanker in Form des DYWIDAG-Quetschrohrankers – in Verbindung mit einem vollständig elektrisch isolierten Ankerkopf – ein neuartiges Verrohrungskonzept verwendet.

Aufbau der neuartigen Verrohrung

Die Verrohrung des Quetschrohrankers besteht aus einem über die gesamte Ankerlänge durchgehenden, handelsüblichen Glattrohr aus HDPE, das im Verbundbereich in regelmässigen Abständen örtlich ovalisiert (verquetscht) wird. Die Verquetschungen werden in der Regel wechselweise um 90° gegeneinander versetzt angeordnet.

Die Verquetschungen erfolgen mechanisch von aussen und werden durch mitverformte Stützelemente aus Stahl stabilisiert, wie z.B. eine im PE-Rohr eingebaute Drahtwendel oder aussen übergeschobene Ringe (Bild 3, Bild 4, Bild 5)

Wirkungsweise

Für die Übertragung der Ankerkraft vom Litzenbündel in den Baugrund bildet das PE-Quetschrohr wie jede andere Verrohrung aus Kunststoff



Bild 2: Maschinenfundament mit Anker
Fig. 2: foundation block with anchors

Improved Corrosion Protection for Permanent Rock and Soil Anchors

Protection against corrosion is the most important aspect for the durability of rock and soil anchors and their steel load bearing components.

A new approach to long term corrosion protection for anchors made from post-tensioning steel with plastic sheathing is the «Swiss» method of completely isolating the anchors electrically from the ground and, if necessary, from the anchored structure.

The Recommendation issued in 1989 by the five Swiss post-tensioning firms «Empfehlungen für Projektierung und Ausführung des Korrosionsschutzes von permanenten Boden- und Felsankern» specifies to prove the integrity of the so-called «double corrosion protection», before and after stressing the anchor, by an electrical resist-



Bild 3: Verbundstrecke mit aussen-
liegenden Stahlringen
Fig. 3: bond length with external steel rings

Bild 4: Verbundstrecke mit innen-
liegender Wendel
Fig. 4: bond length with internal steel helix

eine Trennschicht zwischen dem inneren und äusseren Verpresskörper aus Zementmörtel. Die Kraft wird an der räumlich geneigten Trennfläche im PE sicher übertragen.

Die im Hüllrohr eingelegte Drahtwendel wirkt als risseverteilende Umschnürungsbewehrung im hochbelasteten Bereich am Beginn der Verbundstrecke. Sie verhindert - wie auch die übergeschobenen Stahlringe - das bei Litzenankern besonders im Lockergestein mögliche Auftreten von klaffenden Längsrissen im Verpresskörper.

Vorteile

Das neuartige Verrohrungskonzept für permanente Anker unterscheidet sich von den herkömmlichen Systemen mit Glattrrohr in der freien Länge und Ripprrohr in der Verbundlänge durch Wegfall des kritischen Überganges zwischen Glattrrohr und Ripprrohr sowie durch die robuste, dickwandige Verrohrung auch im Verbundbereich.

Das System liefert neben dem erwähnten Umschnürungseffekt durch die Wendel bzw. die

ance test. (Double Corrosion Protection - DCP - is a method of protecting a steel tendon against corrosion by encasing it in a plastic sheathing and by filling its annulus with a non-shrink cement grout).

During the test, a 500 volt direct current voltage is applied to the load bearing steel parts of the anchor.

The new method ensures the exclusion of even the most minute moisture bridges between the steel parts of an anchor and its surroundings. It proves that no access of water, oxygen or aggressive agents and no flow of any currents which might promote corrosion can occur, at any point along the anchor.

In the project described above, the rock anchors were designed and fabricated according to a newly developed sheath concept, the DYWIDAG «squeeze-pipe» anchor, and were equipped with completely electrically isolated anchor heads.

Concept of the DYWIDAG SQUEEZE-PIPE Anchor Sheathing

The sheathing of the squeeze-pipe anchor consists of a commercial type HDPE tube extending continuously over the full length of the anchor.

In the bond length, it is locally ovalised at regular intervals with every second ovalisation being rotated by 90° relative to the previous one.

The ovalisations are produced mechanically from outside and are stabilised by previously installed steel elements such as an internal wire helix or external rings (Fig. 3, Fig. 4, Fig. 5).

Function

For the transfer of the anchor load from the strand tendon to the ground the PE squeeze-pipe represents, like any other plastic sheath, a separating layer between the inner and outer grout body. The force is transferred effectively across the PE layer, which is inclined triaxially.

The helix placed in the sheath works as a crack-distributing hoop reinforcement in the highly loaded part of the grout body at the upper end of the bond length. It prevents - like the external steel rings - longitudinal cracking of the grout body which might occur particularly in soil anchors, under unfavorable ground conditions.

Advantages

The newly developed sheath concept for permanent anchors is distinguished from conventional systems, consisting of a smooth sheath in the free length and a ribbed sheath in the bond length, by the fact that the critical transition between the smooth and the ribbed sheath is eliminated. In addition the rugged, thick-walled PE sheath extends also over the bond length of the anchor.

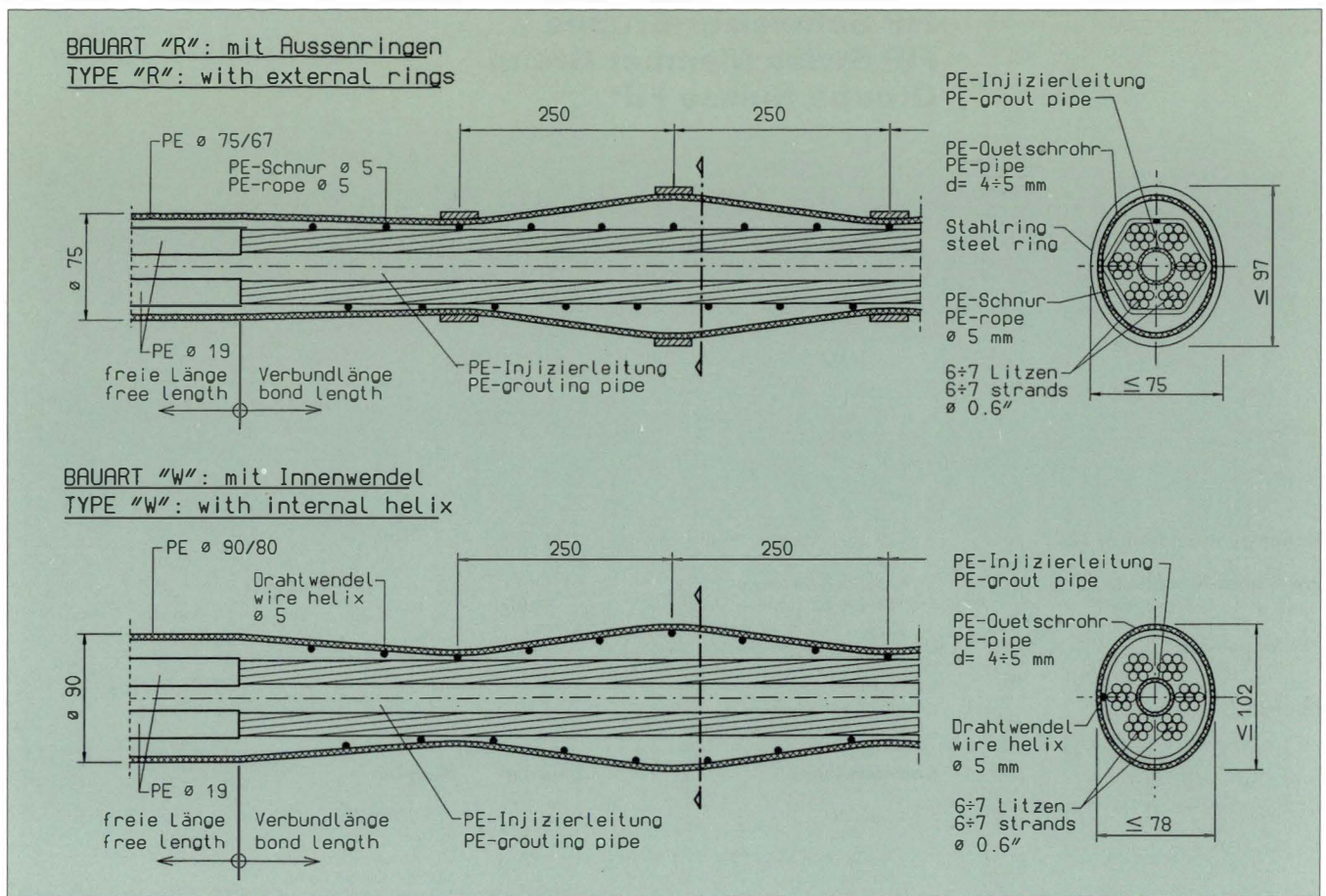


Bild 5: Schnitte des Ankers
Fig. 5: sections through the anchor

Stahlringe wesentlich erhöhte Sicherheit gegen Beschädigung der Verrohrung während Herstellung, Transport und Einbau.

Das PE-Quetschrohr eignet sich besonders für permanente Anker, die der eingangs erwähnten elektrischen Widerstandsmessung laut Schweizer Richtlinie zum Nachweis der Unversehrtheit des Korrosionsschutzes vor und nach dem Einbau im Bohrloch sowie im Gebrauchszustand unterzogen werden.

Erfahrungen

Kurz- und Langzeit-Laborversuche bei DYWIDAG haben ergeben, dass das Quetschrohr bezüglich seines Trag- und Kriechverhaltens dem herkömmlichen Ripprohr in jeder Hinsicht gleichwertig ist.

Im vorliegenden Fall hat sich die Robustheit der 40 werksgefertigten Felsanker (Bündel aus 7 Litzen Ø 0,6", freie Länge 11 bzw. 13 m, Verbundlänge 5 m) unter den sehr harten Einbaubedingungen in der Felskaverne voll bestätigt: die geforderten elektrischen Isolationswiderstände wurden mit allen Ankern ohne Einschränkung erreicht.

Die Messungen bezüglich Trag- und Verformungsverhalten haben keinen Unterschied gegenüber Felsankern mit herkömmlicher Rippverrohrung gezeigt.

Mit der beschriebenen neuartigen Verrohrung wurden bei den Felsankern in der Kavernenzentrale Unteraa - in Verbindung mit einem vollständig elektrisch isolierten Ankerkopf - die bisherigen gefürchteten Schwachstellen des Korrosionsschutzes ausgeschaltet.

Besides the hooping effect by the steel helix or rings, the safety and quality of the system provides superior resistance to damage during assembling, shipping and anchor placing.

The DYWIDAG squeeze-pipe sheath is particularly appropriate for permanent anchors which undergo an electrical resistance test according to the Swiss recommendation mentioned above, in order to prove the corrosion protection integrity before and after installing the anchor in the borehole, and during its service life.

Experiences

Short term and long term laboratory tests performed by DYWIDAG have shown that the squeeze-pipe sheath is equivalent in all aspects to conventional ribbed anchor sheath systems.

In the rock cavern project referred to above, the robustness of the 40 rock anchors (seven strands Ø 0.6", free length 11 and 13 m, bond length 5 m) was fully confirmed under extremely difficult conditions: all anchors fulfilled the specified electrical resistance criteria.

The load bearing and deformation behaviour of the anchors showed no difference from rock anchors with conventional ribbed sheathing.

The newly developed sheath system can be combined with a completely electrically isolated anchor head and provides a reliable method to eliminate weaknesses of conventional permanent soil and rock anchors.




FIP Schweizer-Gruppe FIP Swiss Member Group Groupe Suisse FIP

Honorary President of FIP	Prof. Dr. René Walther, Basel	1992
Freyssinet-Medallists	Dr. h.c. Max Birkenmaier, Zürich	1982
	Prof. Dr. Christian Menn, Chur	1990
FIP-Medallists	Dipl. Ing. Peter Matt, Ittigen	1992
	Dipl. Ing. Hans Rudolf Müller, Herrliberg	1993
Council	Prof. Dr. René Walther	Immediate past president
	Dipl. Ing. Hans Rudolf Müller	Vice-president

Commissions	Chairman	Member
1 Concrete		Prof. Willy Wilk
2 Prestressing Materials and Systems	Hans Rudolf Müller	Dr. Hans Rudolf Ganz Manfred Miehlsbradt Dr. Ulrich Morf Niklaus Winkler
3 Practical Design		Thomas Friedrich Dr. Hans Rudolf Ganz Manfred Miehlsbradt Prof. Dr. René Walther
4 Practical Construction		Franz Fischli
5 Prefabrication		Georges Zenobi
7 P.C. Pressure Vessel Systems		Fritz E. Speck
8 Concrete Storage Vessel Systems		Peter Sommer
10 Management, Maintenance and Strengthening		Peter Matt Hans Rudolf Müller

**Herausgeber
Publisher**
FIP Schweizer-Gruppe
FIP Swiss Member Group

Sponsoren/Sponsors

Verein Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten Swiss Society of Fabricators of Cement, Lime and Gypsum Société suisse des fabricants de ciment, chaux et gypse	VSZKGF	
Verein Schweizerischer Vorspannfirmer Swiss Society of Prestressing Contractors Association suisse des entreprises de précontrainte	VSV	
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein Swiss Society of Engineers and Architects Société suisse des ingénieurs et des architectes Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau Specialised Group of bridge and structural engineering Groupe spécialisé des ponts et charpents	SIA	

Redaktion, Editors
Hans Rudolf Müller, Michel Uldry, Prof. Willy Wilk

Koordination, Gestaltung, Layout
Margrit Felchlin, Jacques Plancherel

