

**Vorgespannter
Beton
der Schweiz**

**Béton
précontraint
de la Suisse**

**Prestressed
Concrete
of Switzerland**

A. Muttoni '83

**Vorgespannter Beton
der Schweiz**

**Béton précontraint
de la Suisse**

**Prestressed Concrete
of Switzerland**

Zum 9. FIP-Kongress 1982

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

Copyright by
Technische Forschungs- und Beratungsstelle
der Schweizerischen Zementindustrie
Wildeg, 1982

Druck: J. Lerchmüller AG, Schinznach-Dorf

Inhaltsverzeichnis

Sommaire

Index

	Seite		Seite
Autorenverzeichnis	7	Les viaducs du Coudray –	
Index des auteurs		N1 Lausanne–Berne	71
Index of authors		Die Coudray-Brücken der N1 Lausanne–Bern	
		The Coudray-viaducts	
Vorwort	9	SBB-Brücke im Galgentobel (bei St. Gallen) . .	75
Préface		Pont CFF sur le Galgentobel	
Preface		SBB-bridge Galgentobel	
Von der vollen zur teilweisen Vorspannung . .	11	Viaduc «dei Ronchi»	78
From full to partial prestressing		Der Viadukt «dei Ronchi»	
		«Ronchi»-viaduct	
Teilweise Vorspannung	19	Sitter-Viadukt St. Gallen	82
Partial prestressing		Viaduc sur la Sitter à St-Gall	
		Sitter-viaduct St. Gallen	
Forschung über Spannbeton	28	Parkhaus Saas-Fee	87
Research on prestressed concrete		L'auto-silo de Saas-Fee	
		The Saas-Fee parking tower	
Versuche an schiefen Platten aus		Palais des Expositions à Genève	91
vorgespanntem Beton	33	Ausstellungsgebäude in Genf	
Tests on prestressed, micro-concrete skew slabs		Exhibition Hall in Geneva	
		Steinschlagschutzbauten Lopper	96
Kosten- und Massenvergleiche für einige neue		Protection contre les chutes de pierres	
Autobahnbrücken in der Schweiz	41	au Lopper	
Comparison of costs and material quantities		Rock fall protection structures at Lopper	
for some new highway bridges in Switzerland		Kläranlage Werdhölzli, Zürich	101
Der Lehnenviadukt von Beckenried	49	Installation de purification des eaux	
Le viaduc de Beckenried		Werdhölzli, Zurich	
The Beckenried-viaduct		Water purification plant Werdhölzli, Zurich	
Ganterbrücke	54	Surélévation du barrage de Lalla Takerkoust	
Le pont du «Ganter»		(Maroc)	105
The «Ganter»-bridge		Erhöhung einer Beton-Schwergewichtsmauer	
Viadotto della Biaschina	58	in Marokko	
Le viaduc de la Biaschina		Raising of concrete gravity dam in Morocco	
The Biaschina-viaduct			
Brücke San Pellegrino	62		
Le pont de San Pellegrino			
The San Pellegrino-bridge			
Die Anwendung der Vorspanntechnik bei			
Schräggabeln an Brücken in Belgrad und			
in Novi-Sad (Jugoslawien)	66		
Application de la technique de précontrainte			
aux ponts suspendus à câbles obliques de			
Belgrade et de Novi-Sad (Yougoslavie)			
The use of post-tensioning for inclined cables			
on bridges in Belgrade and Novi-Sad			
(Yugoslavia)			

Autorenverzeichnis

Index des auteurs

Index of authors

- Seite 11 Hugo Bachmann
Dr., Professor für Baustatik
Eidg. Technische Hochschule, Zürich
- Seite 19 René Walther
Dr., Professeur de béton armé et précontraint
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
- Seite 28 Bruno Thürlimann
Dr., Professor für Baustatik und Konstruktion
Eidg. Technische Hochschule, Zürich
- Seite 33 Manfred Miehlebradt
Dipl.-Ing., Institut de statique et structures
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
- Seite 41 Christian Menn
Dr., Professor für Baustatik und Konstruktion
Eidg. Technische Hochschule, Zürich
- Seite 49 D. J. Bänziger
Diplomingenieur ETH/SIA
Engimattstrasse 11
8027 Zürich 2
- Seite 54 Prof. Dr. C. Menn
ETH-Hönggerberg
8093 Zürich
- Seite 58 Guzzi AG
Ingenieurbüro für Hoch- und Tiefbau
Ottikerstrasse 40
8006 Zürich
- Seite 62 E. Bosshard, R. Pozzi
Studio d'ingegneria
Ruprecht e Ci.
Via Campanile 6
6962 Viganello
- Seite 66 H.R. Müller, dipl. Ing. ETH
Stahlton AG
Riesbachstrasse 57, Postfach
8034 Zürich 8
- Seite 71 J. Umiglia, M. Dory
Société d'ingénieurs
Schindelholz & Dénériaz S.A.
Place Chauderon 3
1003 Lausanne
- Seite 75 H. Hofacker
Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker
Dipl. Ing. ETH/SIA
Engweg 7
8006 Zürich
- Seite 78 A. Marazzi + Grignoli e Martinola
Ingegneri associati
Via Maderno 18
6900 Lugano
- Seite 82 D. J. Bänziger
D. J. Bänziger und A. J. Köppel
Dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC
9470 Buchs/SG
- Seite 87 Dr. P. Ritz
Ingenieurbüro
Schneller Schmidhalter Ritz
Nordstrasse 11a
3900 Brig
- Seite 91 Tremblet & Cie S.A.
Ingénieurs civils
Rue de Montbrillant 27
1201 Genève
- Seite 96 Rudolf Slongo, dipl. Ing. ETH
Ingenieurbüro
Langmattring 8
6370 Stans
- Seite 101 Ph. Kronig
Ingenieurbüro D. Lauber und Ph. Kronig
3920 Zermatt
und
Dr. P. Lüchinger
O. Wenaweser + Dr. R. Wolfensberger AG
Reinhardstrasse 10
8034 Zürich
- Seite 105 R. Cornut
ELEKTROWATT
Ingenieurunternehmung AG, Postfach
8022 Zürich

Vorwort

Mit dieser Broschüre legen Schweizer Ingenieure Zeugnis ab über eine für die Weiterentwicklung des Stahlbetonbaues nicht nur in diesem Land, sondern ganz allgemein ausserordentlich bedeutsame Entwicklungs- und Schaffensperiode. Diese jüngste Entwicklungsstufe wurde in besonderem Masse von schweizerischen Ingenieuren eingeleitet und mitgeprägt. Man machte sich bewusst, dass vorgespannter Beton keineswegs ein neuer Baustoff, vielmehr der traditionelle Verbund-Werkstoff aus Stahl und Beton ist. Dieser unterliegt allerdings einem besonderen Eigenspannungszustand, dem bei statisch unbestimmten Tragsystemen noch ein solcher aus Zwängspannungen überlagert wird. Diese Betrachtungsweise deckt den gesamten Bereich der Vorspannungsgrade zwischen Null (keine Vorspannung, Stahlbeton) und Eins (volle Vorspannung, Spannbeton) ab: Damit war das, was heute gemeinhin als *teilweise Vorspannung* bezeichnet wird, in das Bemessungskonzept vorgespannter Tragwerke eingeführt. Mit dem Akzeptieren eines niedrigeren Vorspannungsgrades fiel auch die Forderung nach voller Rissefreiheit in den Zugzonen. Das Konzept der teilweisen Vorspannung in dessen erlaubte das Anstreben einer unter Berücksichtigung der Kriterien gerade noch akzeptablen Rissbildung wesentlich sicherer als mit schlaffer Bewehrung allein. Dies ist ein für die Dauerhaftigkeit aller Stahlbetonkonstruktionen bedeutsamer Fortschritt. Die Tatsache, dass die teilweise Vorspannung als Bemessungskonzept bereits 1968 in die Schweizer Normen aufgenommen und ihr damit und hier zum Durchbruch verholfen wurde, darf wohl füglich als Pioniertat bewertet werden, und sie weist auf die massgebende Bedeutung schweizerischen Ingenieurschaffens für diese jüngste Ausprägung des Stahlbetonbaues hin.

Die Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie freut sich, in dieser Broschüre der internationalen Fachwelt mit der Darstellung der Bemessungsphilosophie für die teilweise Vorspannung, der Vorstellung aktueller Forschungsanstrengungen und einem ausgewählten dokumentarischen Teil einen gerafften aber lebendigen Überblick über diese weittragende Entwicklungsphase vermitteln zu dürfen.

Der FIP-Gruppe Schweiz sei für den Gedanken zur Schaffung dieses dokumentarischen Werkes gedankt, allen Autoren für ihre spontane Bereitschaft Beiträge zu leisten, der Schweizerischen Zementindustrie dafür, dass sie mit ihrer finanziellen Hilfe die Realisierung des guten Gedankens erlaubte und Herrn Dr. U. Trüb für die sorgfältige Betreuung des Projektes bis zur Drucklegung.

Möge die Broschüre in Fachkreisen und darüber hinaus bei allen, die am aktuellen Baugeschehen interessiert sind, insbesondere bei den noch in Ausbildung stehenden Studierenden, eine gute Aufnahme finden.

Techn. Forschungs- und Beratungsstelle
der Schweiz. Zementindustrie



W. Wilk, Direktor

Préface

Par cette brochure, des ingénieurs suisses donnent un témoignage sur une période de renouvellement et de création très importante pour le développement de la construction en béton armé, non seulement dans leur pays, mais d'une façon tout à fait générale. En effet, des ingénieurs suisses ont participé dans une large mesure à l'élaboration de cette nouvelle phase de développement. On a pu se convaincre que le béton précontraint n'est pas un nouveau matériau, mais participe simplement de l'alliance traditionnelle entre l'acier et le béton. Or ceci implique un état de contrainte particulier auquel se superpose encore dans les systèmes indéterminés l'état dû aux contraintes forcées. Cette façon de considérer les choses embrasse tout le domaine du degré de précontrainte entre zéro (aucune précontrainte, béton armé) et un (précontrainte totale, béton précontraint). Ainsi a été introduit dans le dimensionnement des ouvrages précontraints ce qu'on a communément appelé *la précontrainte partielle*. En acceptant une précontrainte de degré inférieur, on renonce aussi à l'absence totale de fissures dans les régions tendues. Cependant, la notion de précontrainte partielle permet d'accepter une fissuration conforme à certains critères avec une sécurité bien supérieure à celle qu'on obtient par une simple armature passive. Ceci constitue un progrès important pour la durabilité de toutes les constructions en béton armé. Le fait que les normes suisses aient accepté dès 1968 la notion de précontrainte partielle pour le dimensionnement, lui donnant ainsi un grand essor, peut être considéré comme un véritable acte de pionnier et cela montre bien l'importance du travail des ingénieurs suisses dans les récents développements de la construction en béton armé.

Le Service de Recherches et de Conseils techniques de l'industrie suisse du ciment est heureux de mettre cette brochure à disposition des spécialistes de tous les pays, avec un exposé de la philosophie du dimensionnement au moyen de la notion de précontrainte partielle, la mention de l'effort de recherche en cours et quelques exemples choisis. Cela donne un aperçu rapide, mais vivant de cette phase de développement d'une si grande importance.

Nos remerciements vont au groupe suisse de la FIP pour l'idée qu'il a eue de faire préparer cette documentation, à tous les auteurs qui ont accepté spontanément de présenter leurs travaux, à l'industrie suisse du ciment dont l'aide financière a permis la réalisation de ce projet et au Dr. U. Trüb qui en a orchestré avec grand soin la préparation jusqu'à l'impression.

Nous souhaitons que cette brochure trouve un bon accueil auprès des spécialistes, mais aussi auprès de tous ceux qui sont intéressés au développement de la construction, en particulier auprès des étudiants en formation.

Service de Recherches et de Conseils techniques
de l'industrie suisse du ciment

W. Wilk, directeur

Preface

With this brochure Swiss engineers bear witness to a period of development and creation which is of extreme importance for the further development of reinforced concrete construction not only in Switzerland but much more generally throughout the world. This latest step in development owes much to the initiative of Swiss engineers and bears the mark of Swiss engineering.

It has become accepted that prestressed concrete is not a new material at all but simply the traditional composite material of steel and concrete. It is, however, subject to a special state of internal stress, upon which in the case of statically indeterminate load-bearing systems a state of secondary stresses is superimposed. This way of looking at the subject covers the entire range of degrees of prestressing from zero (no prestressing, reinforced concrete) to one (full prestressing, prestressed concrete): in this way that which today is commonly known as *partial prestressing* was incorporated into the practical design concept of prestressed load-bearing structures. With the acceptance of a lower degree of prestressing, the requirement for complete freedom from cracks in the tension zones also disappeared. The concept of partial prestressing, moreover, allowed the designer to aim at a just acceptable degree of cracking in the light of the criteria with a good deal more certainty than was possible with ordinary reinforcement alone. This represents a significant step forwards for the durability of all reinforced concrete structures.

The incorporation of partial prestressing as a practical design concept into Swiss codes as early as 1968 may quite properly be regarded as a pioneering act, which considerably helped its breakthrough and testifies to the decisive importance of Swiss engineering creativity in this latest expression of reinforced concrete construction.

The Technical Research and Advisory Centre of the Swiss Cement Industry is pleased to have the opportunity to present to a wide international public in this brochure a statement of the design philosophy for partial prestressing, a view of present research efforts and objectives, and a selected documentary section, thus providing a short but vivid summary of this far-reaching phase of development.

Our thanks are due to the Swiss FIP Group for the idea of creating this documentary work, to all the authors for their willingness to provide contributions, to the Swiss Cement Industry whose financial assistance made possible the realization of the idea, and to Dr. U. Trüb for his careful management of the project right through to the printing stage.

It is hoped that this brochure will be well received in specialist circles and indeed by all those who have an interest in present-day construction, especially those who are still studying to complete their training.

Technical Research and Advisory Centre
of the Swiss Cement Industry

W. Wilk, Director

Von der vollen zur teilweisen Vorspannung

von
Prof. Dr. sc. techn. Hugo Bachmann
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

In der Schweiz trat in der «Philosophie des vorgespannten Betons» im Jahre 1968 eine Wende ein: Durch die Norm SIA 162 wurde die teilweise Vorspannung eingeführt. Die neuen Bemessungsregeln fanden rasch Eingang in die Praxis, und die Erfahrungen sind durchwegs positiv.

1. Die Entwicklung der «Philosophie des vorgespannten Betons»

Die Grundidee der Erfinder des Eisenbetons im letzten Jahrhundert war es, in einem Betontragwerk überall dort schlaffe Bewehrungen einzulegen, wo aus den auftretenden Lasten Zugkräfte entstehen. Diese Bewehrungen können jedoch erst richtig arbeiten, nachdem Risse entstanden sind. Ein wesentliches Merkmal des Eisenbetons und heutigen Stahlbetons ist somit die meist ausgedehnte Rissbildung in den Zugzonen.

Der Entwicklung des vorgespannten Betons, wie sie in den dreissiger Jahren dieses Jahrhunderts einsetzte, lag das Bestreben zugrunde, eine solche Rissbildung in den Zugzonen unter allen Umständen zu vermeiden. Damit sollten vor allem die Dauerhaftigkeit der Tragwerke verbessert und eine allfällige Korrosion der Bewehrung in den Rissen vermieden werden. Gleichzeitig konnten das Aussehen und die Steifigkeit verbessert werden. Anstatt schlaffe wurden vorgespannte Bewehrungen angeordnet und dadurch künstliche Druckkräfte erzeugt. Der Bemessung wurde die rechnerische Gesamtlast, d. h. die Summe von ständiger Last und Verkehrslast, zugrunde gelegt. Dies führte zur

«Philosophie der vollen Vorspannung»: *Keine Risse und somit keine oder nur sehr geringe rechnerische Zugspannungen unter der Gesamtlast.*

In der Schweiz war in den vierziger und fünfziger Jahren diese Philosophie der vollen Vorspannung die massgebende Grundidee bei der Bemessung vorgespannter Tragwerke. Die entsprechenden Grundsätze sind denn auch in der Norm SIA 162 aus dem Jahr 1956 [1] festgehalten worden. In den sechziger Jahren begann man jedoch zu erkennen, dass die resultierende, oft sehr starke Vorspannung häufig auch verbunden war mit den folgenden

Nachteilen:

- Erhebliche Kriechdurchbiegungen nach oben, da mit der Vorspannung auch die Zugspannungen aus der meist nur selten oder nie auftretenden maximalen Verkehrslast abgedeckt wurden.
- Grosser Verbrauch an Spannstahl auch in Tragwerksbereichen, wo keine starke Vorspannung erforderlich wäre.
- Unnötig hohe Bruchsicherheit.

Ferner setzten sich im Laufe der Zeit die folgenden

From full to partial prestressing

by
Prof. Dr. sc. techn. Hugo Bachmann
Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

In Switzerland, a turning point was reached in 1968 in the «Philosophy of Prestressed Concrete», by the introduction of partial prestressing by the Code SIA 162. The new design rules were rapidly put into practice and experience in this technique has proved thoroughly favourable.

1. The development of the «Philosophy of Prestressed Concrete»

The fundamental idea of the inventors of reinforced concrete in the last century was to incorporate passive reinforcement into a concrete structure wherever tensile forces result from the imposed loads. However, this reinforcement can only develop its proper action after cracks have occurred. An essential feature of early iron-reinforced concrete and present-day steel-reinforced concrete is thus the usually widespread forming of cracks in the tension zones.

The development of prestressed concrete, as it commenced in the thirties of this century, was based upon the objective of avoiding such crack formation in the tensile zones in all circumstances. The aim above all was to improve the durability of the structures and to prevent possible corrosion of reinforcement in the cracks. At the same time, the appearance and rigidity could be improved. Instead of passive reinforcement, prestressed reinforcement was used and artificial compression forces were thereby generated. As the basis for design, the total design load, i.e. the sum of dead and live loads, was adopted. This led to the

«Philosophy of full prestressing»: *no cracks and therefore no or only very low tensile design stresses under total load.*

In Switzerland during the forties and fifties, this philosophy of full prestressing was the governing concept in the design of prestressed structures. The corresponding principles were then established in the Code SIA 162 of 1956 [1]. In the sixties, however, it was gradually recognized that the resultant, often very high prestress was frequently also accompanied by the following

disadvantages:

- Appreciable upward creep deflections caused prestressing to cover even those tensile stresses arising from the maximum live load, though this might seldom or indeed never occur.
- A large consumption of prestressing steel even in zones of the structure where high prestressing is not required.
- Unnecessary high safety against failure.

Furthermore, in the course of time, the following **factors** became **recognized**:

Erkenntnisse durch:

- Für die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks ist der Zustand unter ständiger Last massgebend. Risse, die unter Verkehrslast auftreten, schliessen sich wieder und sind im allgemeinen unschädlich.
- Eine Überdrückung der Zugzonen für die Gesamtlast ist daher meist nicht erforderlich.

Diese Erkenntnisse führten zur

«Philosophie der teilweisen Vorspannung»: Zulassung von Rissen bei Begrenzung der rechnerischen Zugspannungen unter Verkehrslast und unter ständiger Last zusammen mit konstruktiven Massnahmen für eine gute Rissverteilung.

Diese Philosophie der teilweisen Vorspannung wurde in der Fassung der Norm SIA 162 aus dem Jahr 1968 [2] in Form von einfachen Regeln verankert. Seither ist in der Schweiz der grösste Teil der vorgespannten Tragwerke nach diesen Regeln bemessen worden. Die volle Vorspannung wird nur noch ausnahmsweise angewendet. Die Erfahrungen mit der teilweisen Vorspannung sind durchwegs positiv. Es sind keine Schadenfälle bekannt geworden, die auf die teilweise Vorspannung zurückzuführen sind. Im Gegenteil: Es ist zu vermuten, dass manche der früher beobachteten Schäden, entstanden aus einer zu starken Vorspannung, vermieden werden konnten.

Heute darf ohne Übertreibung festgestellt werden, dass es sich bei der Entwicklung und Festlegung der in der Norm SIA 162 (1968) enthaltenen Bemessungsregeln für teilweise Vorspannung um einen wesentlichen Schritt in der Weiterentwicklung der Massivbauweise und somit um eine wegweisende Pioniertat handelte. Vorerst nur zögernd und in den letzten Jahren immer mehr wurden und werden diese Regeln in anderen Ländern aufgegriffen und auch von ausländischen Normen übernommen. Damit hat nun die teilweise Vorspannung einen ausgesprochenen Siegeszug über die ganze Erde angetreten.

Mit den Regeln der Norm SIA 162 (1968) wurde weitgehend Neuland betreten. Dabei wollte man begreiflicherweise den Bogen nicht überspannen. Die Norm enthält deshalb die Forderung, dass unter ständiger Last keine Risse auftreten sollen, und somit die Regeln der vollen Vorspannung einzuhalten seien. Im Laufe der siebziger Jahre gelangte man jedoch immer mehr zu der folgenden **zusätzlichen Erkenntnis**:

- Auch unter ständiger Last sind in vorgespannten Tragwerken gut verteilte Haarrisse im allgemeinen unschädlich.

2. Die Entwicklung der Bemessungsregeln

Im folgenden soll die Entwicklung der Regeln für die Biegebemessung vorgespannter Querschnitte noch etwas näher betrachtet werden.

Fig. 1 zeigt die den verschiedenen «Philosophien» und Normenfassungen entsprechenden Spannungsbilder. Es sind stets die für den ungerissenen bzw. den gerissenen Querschnitt unter Gesamtlast gültigen Spannungsbedingungen dargestellt.

Die Norm SIA 162 aus dem Jahr 1956 definierte sozusagen eine «reine» volle Vorspannung (Fig. 1a). Die Spannungen waren am ungerissenen Querschnitt mit Hilfe der einfachen Formeln von Navier zu berechnen. Aus der gemeinsamen Wirkung des Biegemomentes aus ständiger Last g und Verkehrslast q , M_{g+q} sowie der Vorspannkraft nach Schwinden und Kriechen des Betons und Relaxation des Spannstahles, P_{∞} , durften nur Druckspannungen entstehen. Es waren keine Zugspannungen zugelassen.

- For the durability of a structure, the conditions under permanent load are the determining factor. Cracks which occur under live load close again and in general are harmless.
- Excessive compression of the tensile zones for the total load is therefore usually not necessary.

The recognition of these factors led to the

«Philosophy of partial prestressing»: acceptance of cracks while limiting the calculated tensile stresses under live and dead loads together with design measures leading to good crack distribution.

This philosophy of partial prestressing became established in the form of simple rules in the Code SIA 162 of 1968 [2]. Since then, the majority of prestressed structures in Switzerland have been designed according to these rules. Full prestressing is now used only in exceptional cases. Experience with partial prestressing has been thoroughly favourable. No cases of damage attributable to partial prestressing have become known. On the contrary: it may be supposed that many of the cases of damage previously observed and originating from excessively high prestress, could be avoided.

It can be stated today without exaggeration that the development and formulation of the design rules for partial prestressing contained in Code SIA 162 (1968) represented an important step in the further development of concrete construction and thus an important milestone along a new road. These design rules have been adopted in other countries, at first reluctantly but in recent years with increasing momentum, and have also been incorporated into foreign codes ever since partial prestressing has continuously spread throughout the world with resounding success.

Designing to the rules of Code SIA 162 (1968) meant entering largely unexplored territory. Understandably, some caution was desirable and the Code therefore contains the requirement that under permanent load no cracks shall occur and therefore the rules of full prestressing should be observed. During the seventies, however, experience yielded an **additional finding**:

- Even under permanent load, well distributed hair cracks in prestressed structures are in general harmless.

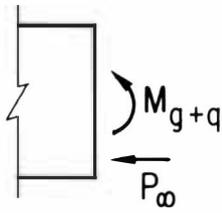
2. The development of the design rules

The development of design rules for prestressed cross-sections in bending will be considered in somewhat greater detail below.

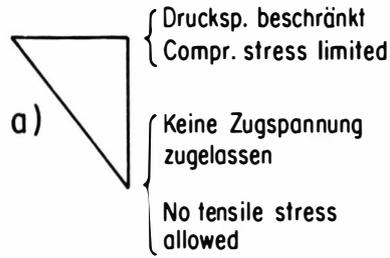
Fig. 1 shows the stress diagrams corresponding to the different «philosophies» and draft codes. In all cases the stress conditions are indicated for both the uncracked and cracked cross-sections under total load.

The Code SIA 162 of 1956 stipulated full prestressing (Fig. 1a). Stresses in the uncracked cross-section were to be calculated by the simple formulae of Navier. The joint action of the bending moment due to dead load g and live load q , M_{g+q} , and of the prestressing force after shrinkage and creep of the concrete and relaxation of the prestressing steel, P_{∞} , must give rise to compressive stresses only. No tensile stresses were permitted.

In Code SIA 162 of 1968, in the chapter on «Prestressed concrete» the term «Full prestressing» was somewhat broadened (Fig. 1b). The stresses due



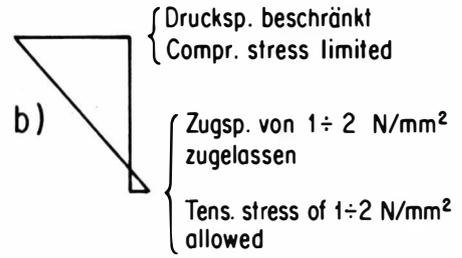
Ungerissener Querschnitt
Uncracked Section



Volle Vorspannung nach
Norm SIA 162 (1956)

Full Prestressing acc. to
Code SIA 162 (1956)

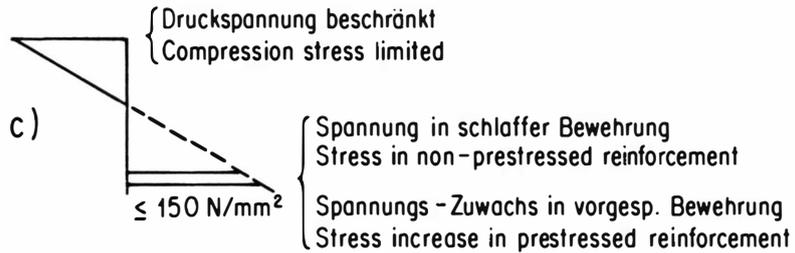
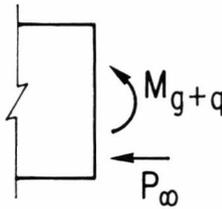
Ungerissener Querschnitt
Uncracked Section



Volle Vorspannung nach
Norm SIA 162 (1968)

Full Prestressing acc. to
Code SIA 162 (1968)

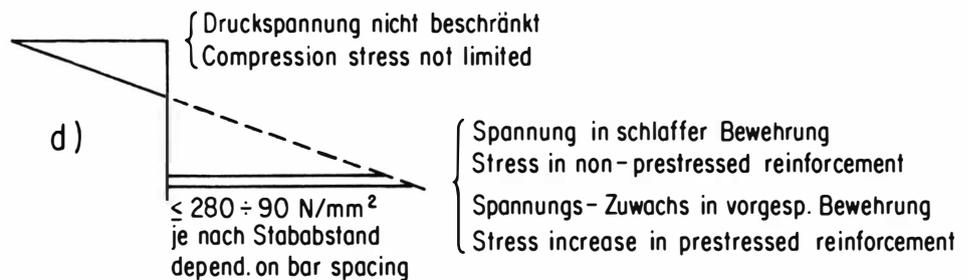
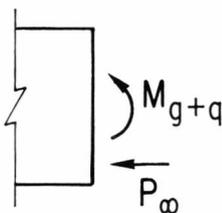
Gerissener Querschnitt
Cracked Section



Teilweise Vorspannung nach
Norm SIA 162 (1968)

Partial Prestressing according to
Code SIA 162 (1968)

Gerissener Querschnitt
Cracked Section



Schlaff bewehrte und vorgespannte Querschnitte nach
Entwurf Norm SIA 162 (1981)

Non-prestressed and prestressed sections according to
Draft Code SIA 162 (1981)

Fig. 1
Die Entwicklung der Bemessungsregeln Norm SIA 162.
The development of design rules Code SIA 162.

In der Norm SIA 162 aus dem Jahr 1968 wurde im Kapitel «Spannbeton» der Begriff «Volle Vorspannung» etwas erweitert (Fig. 1b). Die am ungerissenen Querschnitt zu berechnenden Spannungen aus der gemeinsamen Wirkung von M_{g+q} und P_{∞} durften auch Zugspannungen umfassen, die etwa der Hälfte der Zugfestigkeit des Betons entsprechen (1 bis 2 N/mm²). Durch eine solche Bemessung sollten weiterhin Risse vermieden werden.

In dieselbe Norm wurde jedoch das Kapitel «Teilweise vorgespannter Beton» aufgenommen, das – wie schon erwähnt – für die weitere Entwicklung der Massivbauweise wegweisend wurde. Darin ist im wesentlichen festgelegt, dass in denjenigen Querschnitten, in denen die Biegezugspannungen die für volle Vorspannung zulässigen Werte überschreiten, ein Spannungsnachweis für Biegung mit Normalkraft unter Zugrundelegung eines gerissenen Querschnittes entsprechend den Regeln des Stahlbetons durchzuführen ist (Fig. 1c). Hierbei muss zusammen mit M_{g+q} die Vorspannkraft P_{∞} als äussere Normalkraft eingeführt werden. Als Bewehrung gelten sämtliche im gezogenen Bereich des Querschnittes liegenden schlaffen und vorgespannten Stähle. Die Spannungen in der am Zugrand liegenden schlaffen Bewehrung sowie der Zuwachs der Spannungen in der vorgespannten Bewehrung sind auf einen Wert (im allgemeinen 150 N/mm²) begrenzt, der rund 60% der für Stahlbetonquerschnitte gültigen zulässigen Spannung (im allgemeinen 240 N/mm²) beträgt. Zugleich ist der Nachweis einer genügenden Bruchsicherheit entsprechend einem globalen Sicherheitsfaktor von 1,8 zu erbringen. An der Entwicklung der grundlegenden Ideen und der Formulierung des Kapitels «Teilweise vorgespannter Beton» der Norm SIA 162 (1968) waren insbesondere M. Birkenmaier, B. Thürlimann, J. Schneider und H. Bachmann beteiligt. Man stützte sich vor allem auf die Überlegungen [3] sowie auf theoretische und experimentelle Untersuchungen, die am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich durchgeführt wurden oder im Gange waren [4], [5]. Die neuen Regeln wurden von der Praxis rasch übernommen und immer häufiger angewendet. Dabei erwies und bestätigte es sich, dass trotz des eher vorsichtig angesetzten Spannungswertes von 150 N/mm² meist das Kriterium der Bruchsicherheit für die Bemessung massgebend ist. In diesen Fällen wird der zulässige Spannungswert nicht erreicht. Dies bedeutet, dass für die Bemessung teilweise vorgespannter Querschnitte von den Regeln der plastischen Festigkeitslehre für Stahlbetonquerschnitte ausgegangen werden kann (vgl. [6], [7], [8]).

Im Zuge der Erarbeitung einer Neufassung der Norm SIA 162 während der letzten Jahre wurde vorerst eingehend geprüft, ob im Rahmen des Nachweises einer genügenden Gebrauchsfähigkeit der Nachweis der Rissbeschränkung mittels einer sogenannten Rissformel und ohne explizite Berechnung und Begrenzung der Spannungen in der schlaffen Bewehrung bzw. des Spannungszuwachses in der vorgespannten Bewehrung erfolgen könnte. Man gelangte jedoch zu keiner befriedigenden Lösung. Gegenwärtig liegt ein Vorschlag vor, der den Nachweis der Spannungen in der am Zugrand liegenden schlaffen Bewehrung bzw. des Zuwachses der Spannungen in der vorgespannten Bewehrung beibehält (Fig. 1d). Der zulässige Spannungswert soll jedoch nicht mehr starr zu 150 N/mm², sondern in Abhängigkeit vom Stababstand der oberflächennahen Bewehrungen festgelegt werden (280 N/mm² bis 90 N/mm² für Stababstände von 5 bis 30 cm bei normalen Anforderungen und Träger-

to the joint action of M_{g+q} and P_{∞} to be calculated in the uncracked section could now also include tensile stresses equivalent to approximately one half of the tensile strength of the concrete (1 to 2 N/mm²). Design on this basis would still prevent cracks.

The chapter «Partially prestressed concrete» was also incorporated into this same code; as already mentioned, this chapter must now be considered as a milestone in the further development of concrete construction. The chapter states that in cross-sections where the bending tensile stresses exceed the permissible values for full prestressing, a check on the stress for bending with normal force on the assumption of a cracked section should be carried out in accordance with the rules for reinforced concrete (Fig. 1c). In conjunction with M_{g+q} , the prestressing force P_{∞} must be introduced as an external normal force. All the non-prestressed and prestressed reinforcement situated in the tensile zone of the cross-section must be included in the calculations. The stresses in the non-prestressed reinforcement situated at the tensile edge and the increase in the stresses in the prestressed reinforcement are limited to a value (generally 150 N/mm²) which is approximately 60% of the permissible stress valid for conventionally reinforced concrete sections (generally 240 N/mm²). At the same time, adequate safety against failure shall be demonstrated with a global safety factor of 1.8.

The development of the basic ideas and formulae in the chapter «Partially prestressed concrete» of Code SIA 162 (1968) owe much especially to the contributions by M. Birkenmaier, B. Thürlimann, J. Schneider and H. Bachmann. This development was based particularly upon the concepts in [3] and upon theoretical and experimental investigations that had been carried out or were in progress at the Institute of Structural Engineering of the ETH Swiss Federal Institute of Technology Zurich [4], [5]. The new rules were rapidly adopted and used with increasing frequency in practice. Experience established and confirmed that, in spite of the rather conservative stress value adopted of 150 N/mm², the criterion of safety against failure is usually the determining factor in design. In these cases the admissible stress value is not reached. This means that for the design of partially prestressed sections it is possible to apply the rules of the plastic theory for reinforced concrete sections (see [6], [7], [8]).

During the preparation of a new draft of Code SIA 162 in the last few years, a thorough check was first carried out to see whether it would be possible, to check for serviceability by means of a suitable crack formula this would avoid explicit calculation and limitation of the stresses in the non-prestressed reinforcement and of the stress increase in the prestressed reinforcement. A satisfactory solution was not, however, found. At present there exists a proposal, which retains checking of the stresses in the non-prestressed reinforcement situated at the tensile edge and of the increase in stresses in the prestressed reinforcement (Fig. 1d). The admissible stress value, however, no longer has to be rigidly established at 150 N/mm², but as a function of the bar spacing of the reinforcement adjacent to the surface (280 N/mm² to 90 N/mm² for bar spacings of 5 to 30 cm under normal requirements and beam depths ≥ 1 m). *The admissible stress value are identical for both prestressed as*

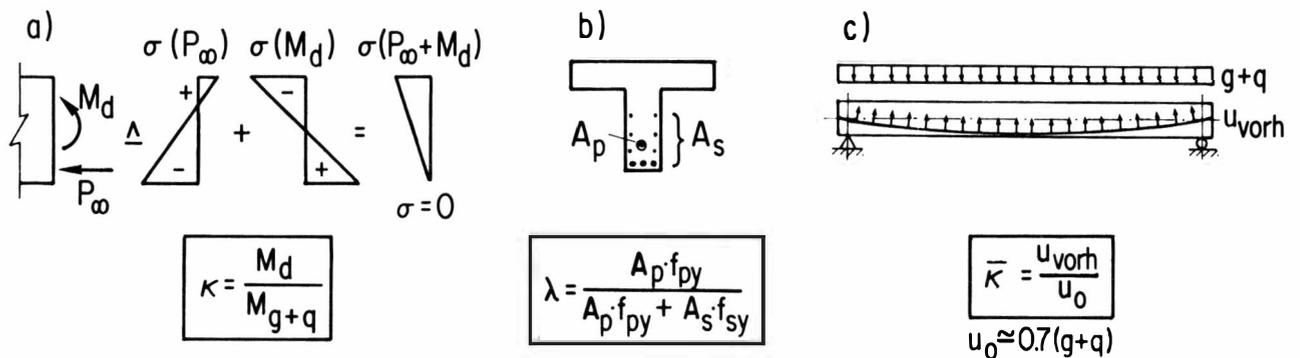


Fig. 2
 Verschiedene Definitionen des Vorspanngrades.
 Different definitions of the degree of prestressing.

höhen ≥ 1 m). Der zulässige Spannungswert ist derselbe für nur schlaff bewehrte und für vorgespannte Querschnitte. Bestimmungen für volle Vorspannung sind nicht mehr vorgesehen. Für Querschnitte mit ausgesprochener Ermüdungsbeanspruchung (vor allem Eisenbahnbrücken), sollen Sonderbestimmungen gelten.

3. Definitionen des Vorspanngrades

Ein Mass dafür, wie stark ein Querschnitt vorgespannt ist, stellt der sogenannte Vorspanngrad dar. Er kann auf verschiedene Weise definiert werden. Von den nachfolgend dargestellten Definitionen weist jede ihre spezifischen Vor- und Nachteile auf. Je nach den vorliegenden Verhältnissen ist die eine oder die andere Definition des Vorspanngrades zweckmäßiger.

Der Verfasser hat schon vor längerer Zeit in seinen Vorlesungen [9] vorgeschlagen, den Vorspanngrad eines vorgespannten Querschnittes wie folgt zu definieren:

$$K = \frac{M_d}{M_{g+q}}$$

M_d ist das Biegemoment, das – zusammen mit der Wirkung der Vorspannkraft P_∞ – am Zugrand des Querschnittes die Randspannung null erzeugt (Fig. 2a). M_d kann auch als Dekompressionsmoment bezeichnet werden. M_{g+q} ist das Moment infolge der Gesamtlast. Der Vorspanngrad K gibt somit an, für welchen Teil des Gesamtlastmomentes der Querschnitt vorgespannt ist. $K=0$ bedeutet keine Vorspannung, während $K=1$ der vollen Vorspannung entspricht.

Der entscheidende Vorteil vorgespannter Querschnitte im Vergleich mit nicht vorgespannten Querschnitten liegt beim günstigeren Verhalten im Gebrauchszustand. Im rechnerischen Bruchzustand hingegen ist kein wesentlicher Unterschied mehr festzustellen. Daher sollte eine zweckmäßige Definition des Vorspanngrades wenn möglich die Wirkungen der Vorspannung im Gebrauchszustand berücksichtigen. Die obige Definition des Vorspanngrades K erfüllt diese Forderung.

Die Berechnung von K erfordert die Ermittlung der Spannungen aus P_∞ und die Bestimmung des Dekompressionsmomentes. Dies ist mit einem gewissen Aufwand und im Falle von Spannungsumlagerungen in statisch unbestimmten Konstruktionen sowie bei komplizierteren Plattenformen mit einigen Unsicherheiten verbunden. Eine andere mögliche Definition des Vorspanngrades ist gemäss [4] (Fig. 2b):

well as conventionally reinforced non-prestressed sections. Special requirements for full prestressing are no longer foreseen. For sections subject to pronounced fatigue loading (in particular railway bridges), special requirements shall apply.

3. Definitions of the degree of prestress

A measure of the intensity to which a section is prestressed is provided by the so-called degree of prestressing. This can be defined in various ways. Each of the definitions given below has its own specific advantages and disadvantages. According to the particular circumstances, one or the other definition of the degree of prestressing may be more appropriate.

The author proposed some time ago in his lectures [9] that the degree of prestress of a prestressed section should be defined as follows:

$$K = \frac{M_d}{M_{g+q}}$$

where M_d is the bending moment which, in conjunction with the action of the prestressing force P_∞ , produces an edge stress of zero at the tensile edge of the section (Fig. 2a). M_d may also be termed the decompression moment. M_{g+q} is the moment due to the total load. The degree of prestressing K thus states for what proportion of the total load moment the cross-section is prestressed. $K=0$ means no prestress, whereas $K=1$ corresponds to full prestress.

Prestressed sections have a decisive advantage over comparison with non-prestressed sections in their more favourable behaviour under service conditions. In the ultimate condition, however, no substantial difference can be established. An appropriate definition of the degree of prestress, therefore, should if possible take into account the effects of prestress under service conditions. The above definition of the degree of prestress K satisfies this requirement.

The calculation of K requires the determination of the stresses due to P_∞ and the decompression moment. The latter is fairly laborious and, in the case of stress shifts in statically indeterminate structures and with complicated slab shapes, is accompanied by some uncertainties. According to [4] (Fig. 2b) another possible definition of the degree of prestress is:

$$\lambda = \frac{A_p \cdot f_{py}}{A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy}}$$

mit A_p = Querschnitt der vorgespannten Bewehrung
 A_s = Querschnitt der schlaffen Bewehrung
 f_{py} = Streckgrenze der vorgespannten Bewehrung
 f_{sy} = Streckgrenze (Fließgrenze) der schlaffen Bewehrung

λ gibt somit an, welcher Teil des Gesamtwiderstandes (Bruchmoment) durch die vorgespannte Bewehrung erbracht wird. Diese Definition ist verhältnismässig einfach, doch wird hiermit die Wirkung der Vorspannung im Gebrauchszustand nicht erfasst. Insbesondere kann die je nach Anfangsspannung, Reibungsverlusten und anderen Spannkraftverlusten unterschiedlich hohe Vorspannung der vorgespannten Bewehrung nicht berücksichtigt werden. λ kann jedoch beispielsweise beim Vergleich von verschiedenen stark vorgespannten, im übrigen aber analog ausgebildeten Versuchsträgern gute Dienste leisten.

Eine weitere Möglichkeit für die Definition des Vorspanngrades wurde in [10] vorgeschlagen (Fig. 2c):

$$\bar{K} = \frac{u_{vorh}}{u_0}$$

u sind die Umlenkkräfte der tatsächlich vorhandenen Spannglieder. u_0 steht für Umlenkkräfte, die nötig wären, um eine volle Vorspannung zu erzeugen. Im allgemeinen gilt $u_0 \cong 0,7 (g+q)$. Will man u_0 genauer ausrechnen, so müssen die gleichen Berechnungen wie für \bar{K} durchgeführt werden (Dekompressionsmoment). \bar{K} erfüllt die Forderung nach Berücksichtigung der Wirkung der Vorspannung im Gebrauchszustand und eignet sich vor allem bei einfeldrigen Balken und Platten mit parabolischer Spanngliederführung. Bei Tragwerken mit stark variabler Spanngliederführung (z.B. Durchlaufträger) ist \bar{K} weniger geeignet, und bei gerader Spannbewehrung (Spannbett) kann diese Definition des Vorspanngrades nicht verwendet werden.

4. Schlatte Mindestbewehrung bei höheren Vorspanngraden

In voll vorgespannten Tragwerken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund wurde früher ausser der vorgespannten Bewehrung oft nur eine sehr geringe schlaffe Bewehrung eingelegt. Erleiden solche Tragwerke entgegen den Erwartungen Zugbeanspruchungen – z. B. durch Zwang infolge Schwinden und Temperatur, durch Abweichungen der tatsächlichen von der berechneten Momentenlinie bei statisch unbestimmten Systemen, durch Überlastungen usw. – so zeigen sie meist ein sehr ungünstiges Rissverhalten. Die Risse treten in grossen Abständen auf, und die Verformungen konzentrieren sich auf wenige Risse. Die Biegesteifigkeit im Risszustand ist als Folge des niedrigen Gesamt-Bewehrungsgehaltes verhältnismässig gering.

Teilweise vorgespannte Tragwerke mit einer gemischten vorgespannten und schlaffen Bewehrung weisen demgegenüber einen höheren Gesamt-Bewehrungsquerschnitt auf. Dies bewirkt eine höhere Biegesteifigkeit im Risszustand und dank der rissverteilenden Wirkung der schlaffen Bewehrung ein besseres Rissverhalten. Teilweise vorgespannte Tragwerke zeigen somit im allgemeinen ein günstigeres Gebrauchszustandverhalten als analoge stärker vorgespannte Konstruktionen mit zu geringer schlaffer Bewehrung

$$\lambda = \frac{A_p \cdot f_{py}}{A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy}}$$

where A_p = Cross-section of the prestressed reinforcement
 A_s = Cross-section of the non-prestressed reinforcement
 f_{py} = Yield limit of the prestressed reinforcement
 f_{sy} = Yield limit (yield stress) of the non-prestressed reinforcement

λ thus states what proportion of the total strength (failure moment) is provided by the prestressed reinforcement. This definition is comparatively simple, but the action of the prestress under service condition is not covered by it. In particular, the stress in the prestressed reinforcement, which can vary depending on the initial prestress, friction and other losses, cannot be taken into account. λ can, however, be very useful, for example when comparing test beams having different levels of prestress but having initial section dimensions.

A further possible way of defining the degree of prestress has been proposed in [10] (Fig. 2c):

$$\bar{K} = \frac{u_{vorh}}{u_0}$$

u represents the deviation forces from the prestressing tendons in the structure. u_0 represents the deviation forces which would be necessary to generate full prestress. In general $u_0 \cong 0,7 (g+q)$. For more accurate values of u_0 the decompression moment calculations must be carried out as for \bar{K} . \bar{K} takes into account the effect of the prestress under service condition and is suitable in particular for single-span beams and slabs with parabolic tendon layout. In structures having a highly variable tendon layout (for example continuous beams), \bar{K} is less suitable and, where the prestressed reinforcement is straight (in a prestressing bed), this definition for the degree of prestressing cannot be used.

4. Non-prestressed minimum reinforcement at higher degrees of prestressing

In fully prestressed structures containing post-tensioned bonded tendons it was previously the practice to provide often only a very small amount of additional non-prestressed reinforcement. If, contrary to expectations, such structures are subject to tensile stresses, for instance due to constraints caused by shrinkage and temperature, due to deviations of the actual from the calculated bending moment line in statically indeterminate systems, due to overloading etc., they usually exhibit a very unsatisfactory crack behaviour. The cracks occur at large distances apart and the strains are concentrated at a few cracks. The bending stiffness in the cracked state, due to the low total reinforcement content, is comparatively low.

Partially prestressed structures containing a mixture of prestressed and non-prestressed reinforcement, by contrast, have a higher total area of reinforcement. This leads to a higher bending stiffness in the cracked state and, as a result of the crack distributing effect of the non-prestressed reinforcement, an improved crack behaviour. Partially prestressed structures thus

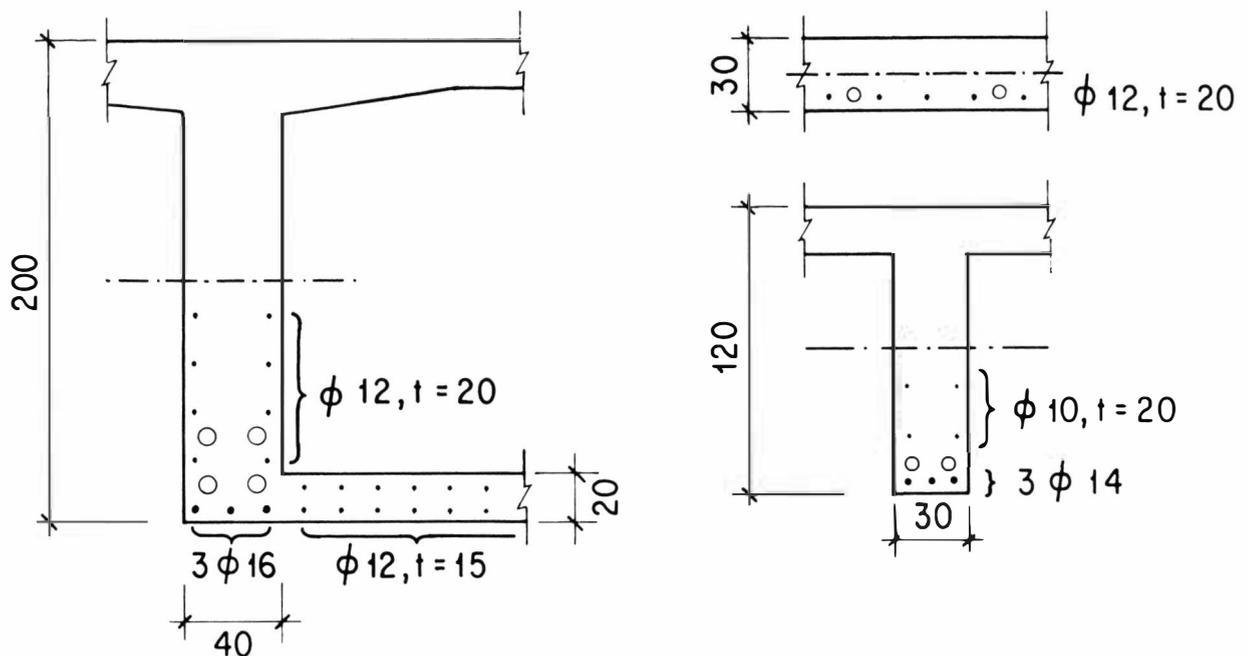


Fig. 3
Beispiele für die schlaffe Mindestbewehrung in Querschnitten mit höherem Vorspanngrad.
Examples for the minimum non-prestressed reinforcement in sections with higher degree of prestressing.

und – nicht erwarteten, jedoch trotzdem oft auftretenden – Zugbeanspruchungen. Bei solchen Konstruktionen ist es daher meist besser, den Querschnitt der vorgespannten Bewehrung und damit den Vorspanngrad etwas zu verringern und dafür eine **schlaffe Mindestbewehrung** einzulegen. Für die Bemessung dieser schlaffen Mindestbewehrung schlägt der Verfasser folgende Regeln vor:

- Der Querschnitt soll mindestens betragen
 - $\mu_{\min} = 0,3 \div 0,4 \%$ bei Biegezugbeanspruchung
 - $\mu_{\min} = 0,6 \div 0,8 \%$ bei Zugbeanspruchung (z. B. Zugflanschen)

Die niedrigeren Werte sind bei mittleren Betondruckfestigkeiten ($f_{ck} \approx 30 \text{ N/mm}^2$), die höheren Werte bei höheren Betondruckfestigkeiten ($f_{ck} \approx 40 \div 50 \text{ N/mm}^2$) anzuwenden.

Als Bezugsfläche für die Berechnung des Bewehrungsgehaltes soll die Betonfläche zwischen dem Zugrand des Querschnittes und der neutralen Achse des Gebrauchszustandes, mindestens aber die Betonfläche bis zur halben Querschnittshöhe, eingesetzt werden.

- Die Mindestbewehrung ist in den Randzonen der gezogenen Querschnittsteile (Bezugsfläche) mit möglichst geringen Stababständen anzuordnen.
- In Stegen von Plattenbalken- und Hohlkastenquerschnitten ist eine teilweise Konzentration der schlaffen Mindestbewehrung gegen den Zugrand hin zweckmässig.
- Bei Querschnitten mit nicht am Zugrand liegenden Spanngliedern (geneigte Spannglieder) soll die schlaffe Bewehrung im Bereich des Zugrandes für eine Kraft Q bemessen sein ($Q =$ Querkraft beim Auflager).

Fig. 3 zeigt Beispiele von Querschnitten mit der schlaffen Mindestbewehrung, die nach obigen Regeln bemessen wurden. Die Regeln gelten bei Vorspannung durch Spannglieder in Hüllrohren mit nachträglichem Verbund. Bei Vorspannung im Spannbett durch gut verteilte profilierte Einzeldrähte mit direktem Verbund erübrigt sich eine schlaffe Bewehrung, sofern sie zur Gewährleistung der Bruchsicherheit nicht erforderlich

in general exhibit a more favourable service performance than analogous, more highly prestressed structures containing far less non-prestressed reinforcement and subject to unexpected, but nevertheless frequently occurring tensile stresses. It is therefore usually better in such structures to reduce the area of the prestressed reinforcement, i. e. the degree of prestressing, and to incorporate a **minimum non-prestressed reinforcement, which does not fall below a certain value.**

For the non-prestressed minimum reinforcement, the author proposes the following rules:

- The area shall be at least
 - $\mu_{\min} = 0.3 - 0.4 \%$ for bending loading
 - $\mu_{\min} = 0.6 - 0.8 \%$ for direct tensile loading (e.g. tension flanges).

The lower values should be used for average concrete compressive strengths ($f_{ck} \approx 30 \text{ N/mm}^2$), the higher values for higher concrete compressive strengths ($f_{ck} \approx 40 - 50 \text{ N/mm}^2$).

As the reference area for calculating the reinforcement content, the area of concrete between the tension edge of the section and the neutral axis under service conditions, but at least the concrete area up to one-half of the depth of the section, should be used.

- The minimum reinforcement shall be provided in the edge zones of those parts of the section subject to tension (reference area) using the closest practicable bar spacing.
- In the webs of T-beams and box-sections the minimum non-prestressed reinforcement may be concentrated towards the tension edge.
- In sections where the tendons are not located at the tension edge (inclined tendons) the non-prestressed reinforcement in the region of the tension edge should be designed for a force Q ($Q =$ shear force at the support).

Fig. 3 shows examples of sections with the minimum non-prestressed reinforcement designed in accordance with the above rules. These rules apply for post-tensioned structures using bonded tendons. In the case of pretensioned structures with well distributed deformed wires, additional non-prestressed reinforce-

ist. Allfällige Risse weisen wegen der günstigen Verbundverhältnisse kleine Abstände auf, womit unter Gebrauchslast nur geringe Rissweiten zu erwarten sind.

5. Aktuelle Forderungen

Abschliessend sollen aktuelle Forderungen im Zusammenhang mit einer modernen Bemessung von vorgespannten Betonkonstruktionen kurz dargestellt bzw. zusammengefasst werden:

- Hohe Vorspanngrade sind im allgemeinen unzumessig und daher zu vermeiden.
- Die teilweise Vorspannung soll auch für ständige Lasten möglich sein.
- Eine Bemessungsmethode für vorgespannte Querschnitte soll einen stufenlosen Übergang vom Stahlbeton zur vollen Vorspannung erlauben.
- Der Spannstahl in vorgespannten Konstruktionen soll unabhängig vom Vorspanngrad stets auf die gleiche initiale Spannung vorgespannt werden.
- In Konstruktionen mit höherem Vorspanngrad und Vorspannung durch Spannglieder mit nachträglichem Verbund ist stets eine verhältnismässig kräftige schlaffe Mindestbewehrung anzuordnen.
- Bei einer sorgfältigen konstruktiven Durchbildung der Bewehrungen ist insbesondere auf kleine Stababstände zu achten.

Aufgrund des gegenwärtig vorliegenden Entwurfes für eine Neufassung der Norm SIA 162 können diese Forderungen voraussichtlich verwirklicht werden.

ment is not necessary provided that it is not needed for ultimate strength. Any cracks which may occur will be spaced closely, due to the favourable bond conditions, and only small crack widths may be expected under service loading.

5. Recommendations for a modern design

To conclude, the following recommendations for a modern design of prestressed concrete structures are briefly set out:

- High degrees of prestressing are in general inappropriate and therefore should be avoided.
- Partial prestressing should be possible even for dead loads.
- A design method for prestressed cross-sections should permit a gradual transition from ordinarily reinforced concrete to full prestressing.
- The prestressing steel in prestressed structures should always be prestressed to the same initial stress, regardless of the degree of prestressing.
- In structures comprising a fairly high degree of prestress, obtained by tendons which are subsequently bonded, a comparatively high minimum non-prestressed reinforcement is necessary.
- Meticulous design and detailing of the reinforcement should include paying particular attention to close spacings between bars.

The current draft for a new edition of Code SIA 162, takes into account most of these recommendations.

Literatur/References

- [1] Norm SIA 162 (1956): Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1956.
- [2] Norm SIA 162 (1968): Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1968.
- [3] Birkenmaier M. und Jakobsohn W.: Das Verhalten von Spannbetonquerschnitten zwischen Risslast und Bruchlast. Schweizerische Bauzeitung 77 (1959), H. 15, S. 218–227.
- [4] Thürlimann B. und Caffisch R.: Teilweise vorgespannte Bauteile. Vorträge Betontag 1969, Wiesbaden: Deutscher Beton-Verein 1969.
- [5] Bachmann H.: Versuche an teilweise vorgespannten Leichtbetonbalken unter Dauerlast. Zement und Beton 76 (1974), H. 1, S. 1–8.
- [6] Bachmann H.: Teilweise Vorspannung – Erfahrungen in der Schweiz und Fragen der Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau, 1980, H. 2, S. 40–44.
- [7] Bachmann H.: Partial Prestressing of Concrete Structures. IABSE Surveys S-11/79, Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Zürich 1979.
- [8] Bachmann H.: 10 Theses on Partial Prestressing. Proceedings FIP-Symposium on Partial Prestressing and practical construction, Part 1, S. 93–103, Bukarest, Sept. 1980. In deutscher Sprache: Schweizer Ingenieur und Architekt, 1980, H. 38, S. 941–945.
- [9] Bachmann H.: Stahlbeton II. Vorlesungsautographie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1972.
- [10] Walther R.: Probleme schiefer Plattenbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Vorspannung. Vortrag gehalten anlässlich des Kolloquiums Baustatik + Konstruktion an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 24. Februar 1981.

Teilweise Vorspannung

von Prof. Dr. Ing. René Walther

1. Grundsätzliche Betrachtungen

Zu Beginn der durch E. Freyssinet massgeblich beeinflussten Entwicklung des Spannbetons herrschte die Meinung vor, dass man mit dieser neuen, epochemachenden Technik vor allem anstreben müsse, den Beton möglichst frei von Zugspannungen und damit von Rissen zu halten. Die meisten Normen schrieben daher damals eine volle Vorspannung vor. Es hat sich aber bald gezeigt, dass die in Deutschland entwickelte, beschränkte Vorspannung, bei der geringe Betonzugspannungen zugelassen werden, im allgemeinen zu weit wirtschaftlicheren Tragwerken führen, die auch bezüglich der Gebrauchsfähigkeit den höchsten Ansprüchen genügen.

Erst in letzter Zeit hat sich die Erkenntnis durchgesetzt, dass es in vielen Fällen konstruktiv und wirtschaftlich zweckmässiger sein kann, die Vorteile des Spannbetons mit denjenigen des Stahlbetons optimal zu kombinieren, d. h. die sogenannte *teilweise Vorspannung* anzuwenden. Dies wird heute in Fachkreisen allgemein anerkannt und es wurde daher im Jahre 1980 in Bukarest eigens ein FIP-Symposium durchgeführt, das ausschliesslich diesem Themenkreis gewidmet war. Leider muss aber festgestellt werden, dass trotz der grundsätzlichen Zustimmung zur teilweisen Vorspannung vielerorts unverzüglich restriktive Bestimmungen aufgestellt werden (so u. a. im CEB-FIP Model Code), die den angestrebten, kontinuierlichen Übergang vom Spannbeton zum Stahlbeton hin wieder verunmöglichen.

Auch in der SIA-Norm 162 vom Jahre 1968, die diesbezüglich Neuland beschritt, wurde noch vorgeschrieben, dass unter ständigen Lasten allein volle Vorspannung herrschen müsse, und dass der theoretische Spannungszuwachs in der schlaffen und der vorgespannten Bewehrung nach der grundsätzlich zulässigen Rissbildung den Wert von $\Delta\sigma = 150 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten dürfe. Derartige Bestimmungen führen aber notwendigerweise dazu, dass der wirtschaftliche Anwendungsbereich der teilweisen Vorspannung auf einen sehr engen Bereich beschränkt bleibt, wie dies aus der Darstellung in Fig. 1 hervorgeht.

Solche oder ähnliche Bestimmungen führen dazu, dass nur verhältnismässig hohe Vorspanngrade $\lambda > 0,7$ wirtschaftlich interessant sind, d. h., dass mindestens 70% der Gesamtzugkraft vom Spannstahl geliefert werden muss, was aber in keiner Weise gerechtfertigt erscheint und eine sinnvolle Anwendung der teilweisen Vorspannung verunmöglicht.

Die wirkliche teilweise Vorspannung mit völliger Öffnung zum Stahlbeton hin kann aber nur erreicht werden, wenn einerseits auf derart restriktive Bestimmungen verzichtet wird, und wenn man gleichzeitig die Plastizitätstheorie (System-Traglastverfahren) als Hauptbemessungskriterium zulässt.

Dieser entscheidende Schritt wurde bereits mit der

Partial prestressing

by Prof. Dr. Eng. René Walther

1. Fundamental considerations

The early development of prestressed concrete was largely influenced by E. Freyssinet and his basic conception of prestressing as allowing the concrete to be used free of tensile forces, and hence crack-free, was widely accepted as the optimal use of this revolutionary technical innovation, whenever it was possible to achieve. Consequently, most of the early Codes of Practice concerning prestressed concrete adopted the idea of total prestress. However, it soon became apparent that a limited prestress, developed in Germany, which permitted a small amount of tension in the concrete, lead to a more economic solution, whilst maintaining the required standards of safety and serviceability.

In more recent times it has become known that in many cases it is more practical, constructively and economically, to combine the advantages of prestressed concrete with those of reinforced concrete, i. e. to use the so-called *partial prestress*. Today this has become generally accepted amongst experts and in 1980 resulted in an FIP-Symposium in Bucharest, devoted entirely to this subject. Unfortunately, it must be stated that in spite of the basic agreement concerning partial prestress, in many countries restrictive regulations are still being established (as e.g. in the CEB-FIP Model Code), which make the reconciliation of prestressed concrete and reinforced concrete design into a continuous whole impossible to achieve.

Even the Swiss Code SIA 162 of 1968 still stated, concerning this new ground, that under permanent loads only the concrete must be under total prestress and that the maximum charge in stress in the passive and prestressed steel after the onset of fissuration must not exceed a value of $\Delta\sigma = 150 \text{ N/mm}^2$.

Such regulations inevitably lead to a situation where the economical range of application of partial prestressing is greatly reduced, as illustrated in fig. 1.

In fact, such regulations mean that the only economically interesting range of prestressing is when the degree of prestressing, $\lambda > 0.7$ i. e. at least 70% of the total tensile forces must be taken by the prestressing steel. However, this figure has no justifiable basis and means that it is impossible to utilize partial prestressing to its full advantage.

The most effective use of partial prestressing with a high proportion of passive reinforcement can only be achieved when the present restrictive regulations are replaced and, at the same time, full use is made of plastic analysis as the main criteria for design.

This step has already been made by the Swiss Directive 34 concerning SIA 162, and in addition the new version of this norm, which is now being prepared, will simply require that the structure exhibit sufficient

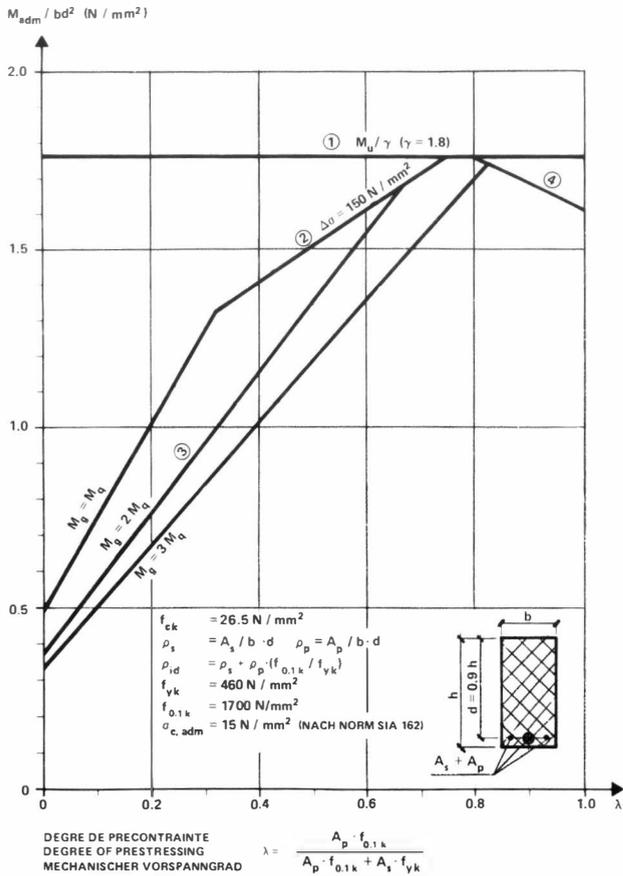


Fig. 1
Zulässige Biegemomente eines teilweise vorgespannten Querschnitts in Abhängigkeit des mechanischen Vorspanngrades λ nach verschiedenen Bemessungskriterien.
Moments de flexion admissibles d'une section partiellement précontrainte en fonction du degré de précontrainte λ selon divers critères de dimensionnement.
Permissible bending moment of a partially prestressed cross-section as a function of the degree of prestressing λ , following different design procedures.

Richtlinie 34 zur SIA-Norm 162 getan, und auch die in Arbeit befindliche Neufassung dieser Norm basiert auf dieser Grundlage, selbstverständlich begleitet von Bestimmungen, die die dazu erforderliche Duktilität (Ausschluss von Sprödrüchen) und ein befriedigendes Verhalten unter Gebrauchslast sicherstellen.

Man kann sich natürlich zu Recht die Frage stellen, ob eine derartige liberale Regelung der teilweisen Vorspannung nicht gewisse Gefahren in sich birgt. Oft wird dabei an grosse, weitgespannte Bauteile gedacht, bei der sehr niedrige Vorspanngrade tatsächlich nicht unbedenklich wären. Kein vernünftiger Konstrukteur wird aber in solchen Fällen eine niedrige Vorspannung wählen: Das Erfordernis der Konzentration und der Kontinuität der Zugkräfte sowie wirtschaftliche Überlegungen zwingen dazu, bei weitgespannten Bauteilen auch entsprechend hohe Vorspanngrade vorzusehen.

Die liberale Auslegung der teilweisen Vorspannung ist vor allem für Platten wirtschaftlich und konstruktiv interessant (es ist daher bedauerlich, dass darüber am genannten FIP-Symposium kaum gesprochen wurde).

① Bemessung aufgrund des Querschnittsbruchwiderstandes:

$M_{adm} = \frac{M_u}{1.8}$ Da der idealisierte Bewehrungsgrad $\rho_{id} = 0,75\%$ für dieses Beispiel als konstant angenommen wird, ergibt sich für alle λ dasselbe M_{adm} .

Dimensionnement selon la résistance à la rupture de la section:

$M_{adm} = \frac{M_u}{1.8}$ Comme le pourcentage d'armature idéalisé a été choisi constant et égal à $\rho_{id} = 0,75\%$, on obtient pour tous les λ le même M_{adm} .

Design based on the ultimate resistance of the section: $M_{adm} = \frac{M_u}{1.8}$

Thus the ideal percentage of reinforcement is taken as a constant value of $\rho_{id} = 0.75\%$, giving the same M_{adm} for all values of λ .

② Beschränkung des Spannungszuwachses $\Delta\sigma$ in der Bewehrung nach der Rissebildung auf $\Delta\sigma = 150 \text{ N/mm}^2$.

Limitation de l'accroissement de contrainte $\Delta\sigma$ dans l'armature après la fissuration à $\Delta\sigma = 150 \text{ N/mm}^2$.

Limitation of the stress increase $\Delta\sigma$ in the reinforcement to $\Delta\sigma = 150 \text{ N/mm}^2$ after fissuration.

③ Forderung nach voller Vorspannung unter ständiger Last allein; für verschiedene Verhältnisse von M_g (ständige Last) zu M_q (Nutzlast).

Limites définies par la condition de précontrainte totale sous charge permanente; pour divers rapports de M_g (charge permanente) sur M_q (surcharge).

Requirement for full prestress under permanent loads only; for different relationships between M_g (permanent load) and M_q (live load).

④ Beschränkung der Betondruckspannungen am Querschnittsrand auf $\sigma_{c,adm} = 15 \text{ N/mm}^2$.

Limitation de la contrainte de compression à l'arête de la section à $\sigma_{c,adm} = 15 \text{ N/mm}^2$.

Limitation of compressive stresses at extreme fibre of cross-section to $\sigma_{c,adm} = 15 \text{ N/mm}^2$.

ductility, behave satisfactorily and remain safe under working loads.

It can quite rightly be asked whether such liberal regulations concerning partial prestressing are not rather dangerous. This is especially true if one thinks of large span structures, where a low level of prestressing would certainly involve a degree of risk. No sensible designer would consider choosing a low level of prestressing in such a case: The necessity for a concentration and continuity of the tensile forces, as well as economic considerations demand that a high degree of prestressing be used for large span structures.

The liberal interpretation of partial prestressing is particularly interesting, from both an economic and constructional viewpoint with respect to slabs (it is sad that hardly anything concerning this was discussed at the aforementioned FIP-Symposium).

If we consider a 10 m span, passively reinforced slab, no-one could seriously imagine that the safety or serviceability of this slab would be reduced if a few prestressing cables were inserted. Obviously the opposite is true, as the following experimental results clearly show.

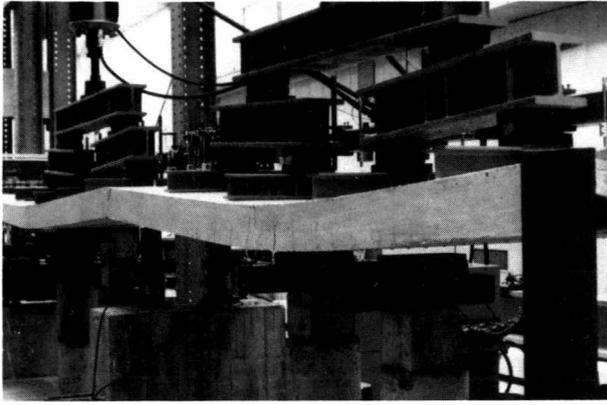


Fig. 2
Versuchseinrichtung
Installation d'essais
Test apparatus

Geht man nun z. B. von einer 10 m weit gespannten, ausschliesslich schlaff bewehrten Stahlbetonplatte aus, so wird wohl niemand allen Ernstes behaupten, die Sicherheit oder Gebrauchsfähigkeit dieser Platte werde vermindert, wenn man darin einige wenige Spannglieder anordnet. Offensichtlich ist das Gegenteil der Fall, wie die folgenden Versuchsergebnisse eindeutig belegen.

2. Experimental investigation of partially prestressed strip slabs

At the Institute for Statics and Structures at the Swiss Federal Institute of Technology Lausanne, a series of tests was carried out on seven slab strips, continuous over two spans (see fig. 2); the dimensions and details of which are given in fig. 3. The seven test specimens had the same quality of concrete and were designed using plastic analysis to have the same ultimate load Q_u .

For series A the same reinforcement was chosen over the intermediate support as at midspan. This can be considered as a limit case for the application of plastic analysis, as in practice one would never place less reinforcement in the region of the supports than at mid-span, as according to elastic theory, the moment is twice as large at an intermediate support as at mid-span.

For series B the reinforcement was chosen according to a bending moment diagram calculated with $EJ = \text{constant}$, thus approximately twice as much reinforcement was required over intermediate support as at mid-span. A further parameter in both series of tests was the degree of prestressing

$$\lambda = \frac{\text{ultimate tensile force in prestressed reinforcement}}{\text{total ultimate tensile force}}$$

which was varied from $\lambda = 0$ for slabs A4 and B4 (i. e. no prestressing) to $\lambda = 0.9$ for slab A1. The complete variation was achieved by the placement of one

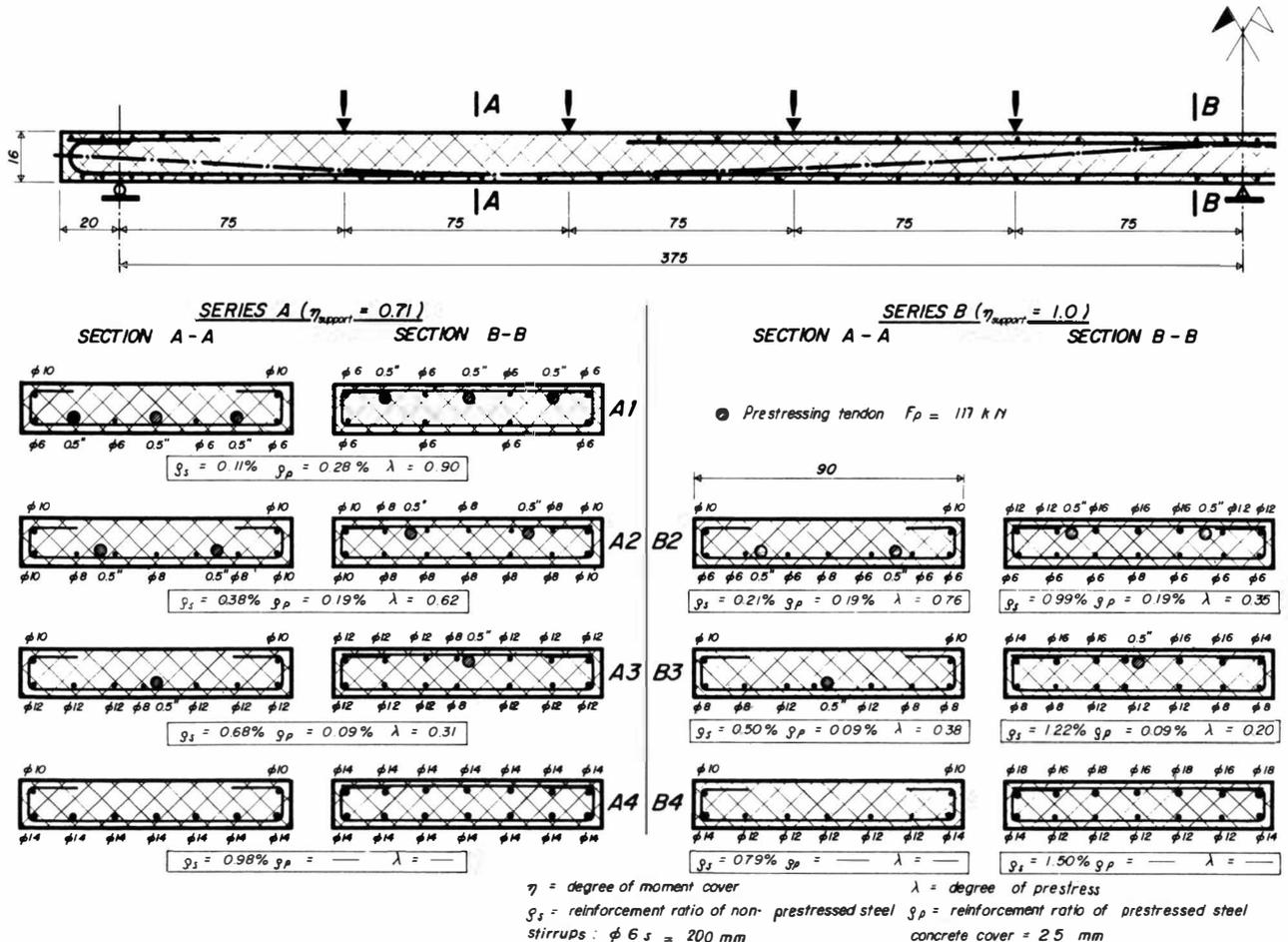


Fig. 3
Armierung der Plattenstreifen
Armature d'une bande de dalle
Reinforcement of slab strips

Serie A:
Série A: $|M_{u(B-B)}| = |M_{u(A-A)}|$
Series A:

Serie B:
Série B: $|M_{u(B-B)}| = 2 \cdot |M_{u(A-A)}|$
Series B:

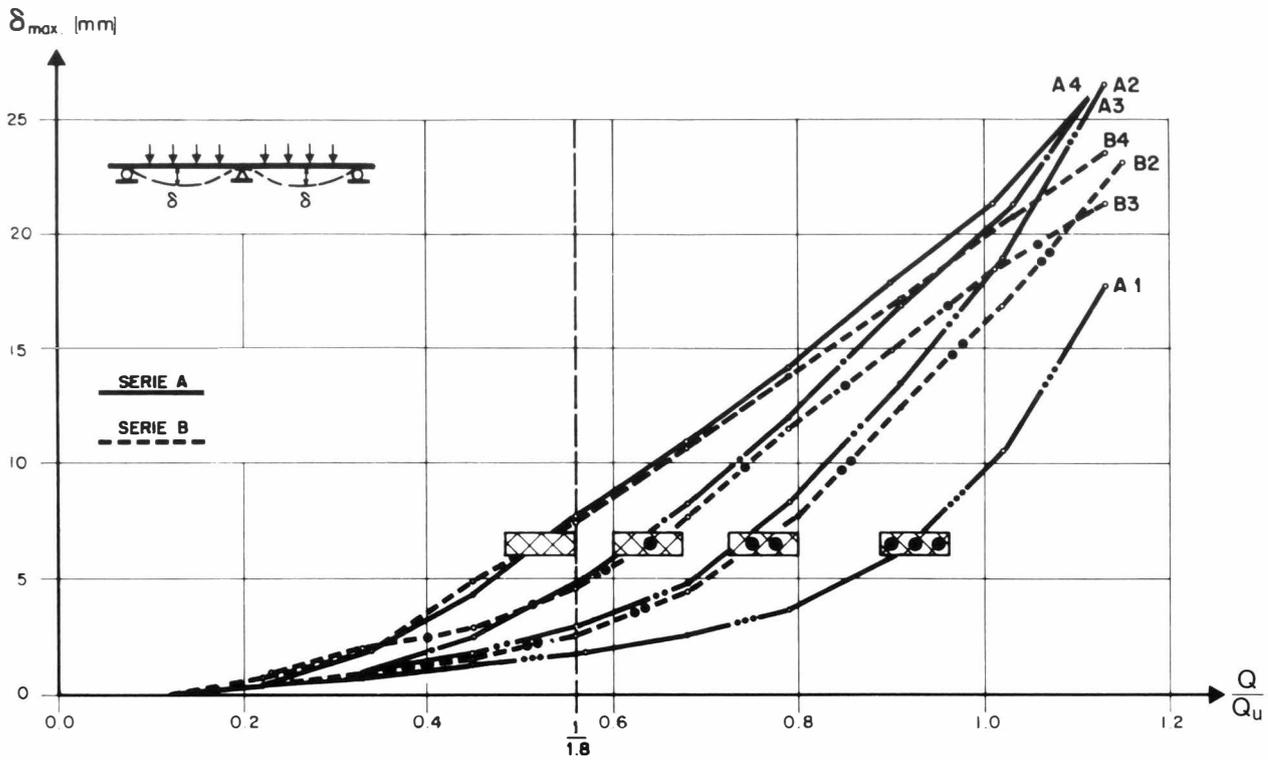


Fig. 4
 Maximale Durchbiegung in Abhängigkeit vom Verhältnis Q/Q_u .
 Flèche maximum en fonction du rapport Q/Q_u .
 Maximum deflection as a function of the ratio Q/Q_u .

2. Versuche an teilweise vorgespannten Plattenstreifen

Am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Lausanne wurden sieben Plattenstreifen über zwei Felder (Fig. 2) mit den aus Fig. 3 ersichtlichen Abmessungen geprüft. Alle Platten hatten etwa dieselbe Betonqualität und waren nach der Plastizitätstheorie für dieselbe rechnerische Systemtraglast Q_u bemessen.

Bei der Reihe A wurde jeweils über der Zwischenstütze die gleiche Bewehrung gewählt wie im Feld. Dies kann als ein Grenzfall für eine noch zulässige Anwendung der Plastizitätstheorie gewertet werden, denn man wird in der Praxis vernünftigerweise im stark beanspruchten Stützenbereich wohl kaum weniger Bewehrung anordnen als in dem nach der Elastizitätstheorie nur halb so stark beanspruchten Feldbereich.

Bei der Reihe B dagegen wurde die Bewehrung der für $EJ = \text{konstant}$ berechneten Momentenverteilung angepasst, d. h. der Zwischenstützenbereich war rund doppelt so stark bewehrt wie der Feldbereich. Als zweiter Parameter wurde in beiden Reihen jeweils der mechanische Vorspanngrad

$$\lambda = \frac{\text{Fliehkraft der Spannbewehrung}}{\text{Gesamtfliehkraft}}$$

variiert, und zwar von $\lambda = 0$ (Platten A4 und B4; reiner Stahlbeton) bis $\lambda = 0,9$ (Platte A1). Diese Variation erfolgte durch Einlegen von einem (A3 und B3), zwei (A2 und B2) und schliesslich drei (A1) Spanngliedern zu je $F_p = 117 \text{ kN}$ bei entsprechender Anpassung der für dieselbe Bruchlast erforderlichen schlaffen Bewehrung (in der Reihe B fehlt die Platte mit 3 Spanngliedern, da dies nicht mehr der angestrebten Bewehrungsverteilung entsprochen hätte).

cable in slabs A3 and B3, two cables in slabs A2 and B2 and three cables in slabs A4 and B4, each with a prestressing force $F_p = 117 \text{ kN}$ and a corresponding adjustment of the passive reinforcement to give the same ultimate moment (in series B, no slab with 3 prestressing cables was tested, as this could not be achieved whilst maintaining the desired distribution of reinforcement).

In fig. 4, the maximum observed deflections are plotted as a function of loading. The results show something rather surprising: the distribution of reinforcement between the support region and the mid-span region has very little overall influence on the deflection. Thus, each pair of slabs from series A and B with the same prestress exhibited the same deflection, even at loads far in excess of the service load $\left(\frac{Q_u}{1.8}\right)$.

On the other hand, the degree of prestressing λ plays a decisive role: even with a single prestressing cable ($\sigma_{pm} = 0.82 \text{ N/mm}^2$; $\lambda = 0.31$ for slab A3, $\lambda_m =$

$$\frac{0.2 + 0.38}{2} = 0.29 \text{ for slab B3), the deflection was}$$

reduced by 40% as compared with the conventionally reinforced slabs. With two prestressing cables this was reduced even further to about 65% of the original unprestressed deflection.

Similar results were obtained for the maximum crack width over the intermediate support (fig. 5) and at mid-span: the influence of the degree of prestressing was more pronounced than that of the distribution of reinforcement. Most importantly, over the intermediate support, where one would expect large differences in crack widths, the values for comparable slabs of each series were very close to each other under the service load.

In Fig. 4 sind die maximalen gemessenen Durchbiegungen in Abhängigkeit der Belastung einander gegenübergestellt. Das Ergebnis mag etwas erstaunen: die Bewehrungsaufteilung zwischen Stützen- und Feldbereich hatte nur einen ganz geringen Einfluss auf die Durchbiegungen; letztere waren jeweils bei den zwei einander entsprechenden Platten der beiden Reihen selbst weit über die Gebrauchslast ($\frac{Q_u}{1,8}$) hinaus nahezu gleich.

Dagegen spielt der Vorspanngrad λ eine entscheidende Rolle: schon eine mässige Vorspannung mit einem Spannglied ($\sigma_{pm} = 0,82 \text{ N/mm}^2$; $\lambda = 0,31$ Platte A3 bzw. $\lambda_m = \frac{0,2+0,38}{2} = 0,29$ bei Platte B3) vermochte die Durchbiegungen unter Gebrauchslast gegenüber den Stahlbetonplatten um 40% zu vermindern. Bei zwei Spanngliedern betrug diese Verminderung bereits etwa 65%.

Ähnliches gilt für die maximalen Rissbreiten über der Zwischenstütze (Fig. 5) und im Feld: der Einfluss des Vorspanngrades war wiederum weit ausgeprägter als derjenige der Bewehrungsanordnung. Über der Zwischenstütze, wo man vielleicht grosse Unterschiede in den Rissbreiten erwarten könnte, lagen die Werte der jeweils vergleichbaren Platten beider Reihen unter der Gebrauchslast sehr nahe beieinander.

Interessant ist auch, einmal mehr festzustellen, dass ein hoher Vorspanngrad (A1, $\lambda = 0,9$) das Auftreten der Risse erwartungsgemäss hinauszuzögern vermag, dass deren Breite aber danach sehr schnell anwächst und im Bruchzustand grössere Werte erreicht als alle schlaff bewehrten oder teilweise vorgespannten Platten.

It is again interesting to note that a high degree of prestressing (slab A1, $\lambda = 0.9$) retards, as expected, crack formation, but their width grows very rapidly at higher loads and attains much larger values than those only passively reinforced or partially prestressed.

The following conclusions, which correspond to theoretical considerations, can be drawn from these tests:

1. even a small amount of prestressing considerably improves the serviceability performance; however, for structures which may undergo large loadings, crack width and deflection calculations may need to be carried out. This is, of course, equally true for purely passively reinforced structures.
2. design can be adequately based upon the theory of plasticity, but the distribution of internal forces should not be too different from that used for the serviceability limit state (elastic theory).
3. for primarily static loading, no further restrictive regulations are necessary.

3. Fatigue

The question still remains concerning the safety of partially prestressed structures against fatigue. In most construction this problem rarely occurs, but it is important for road bridge slabs and is especially critical for consoles with a large outstand. Whether or not this case can be designed exclusively following the statical approach of ultimate resistance can certainly not be decided à priori, as frequent variation of $\Delta\sigma$ in the cracked state could lead to fatigue failure. In this

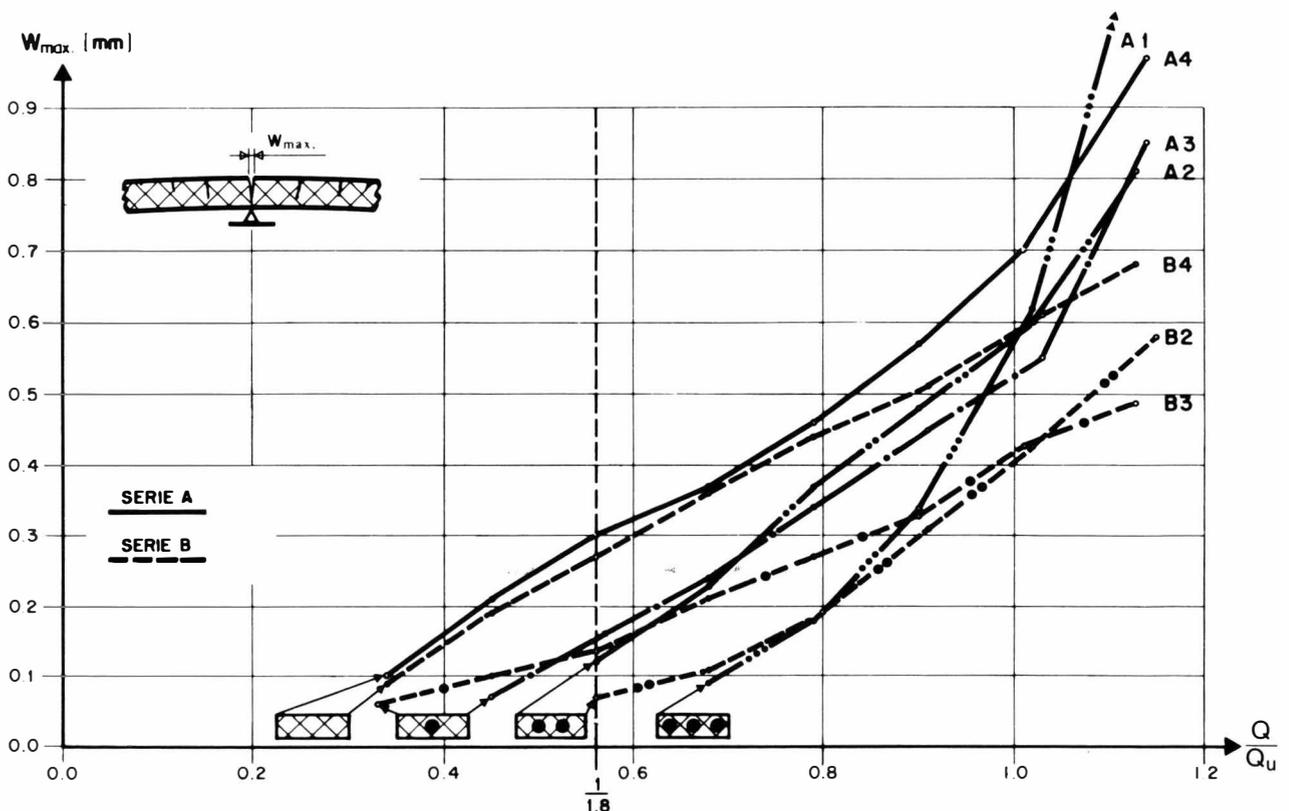
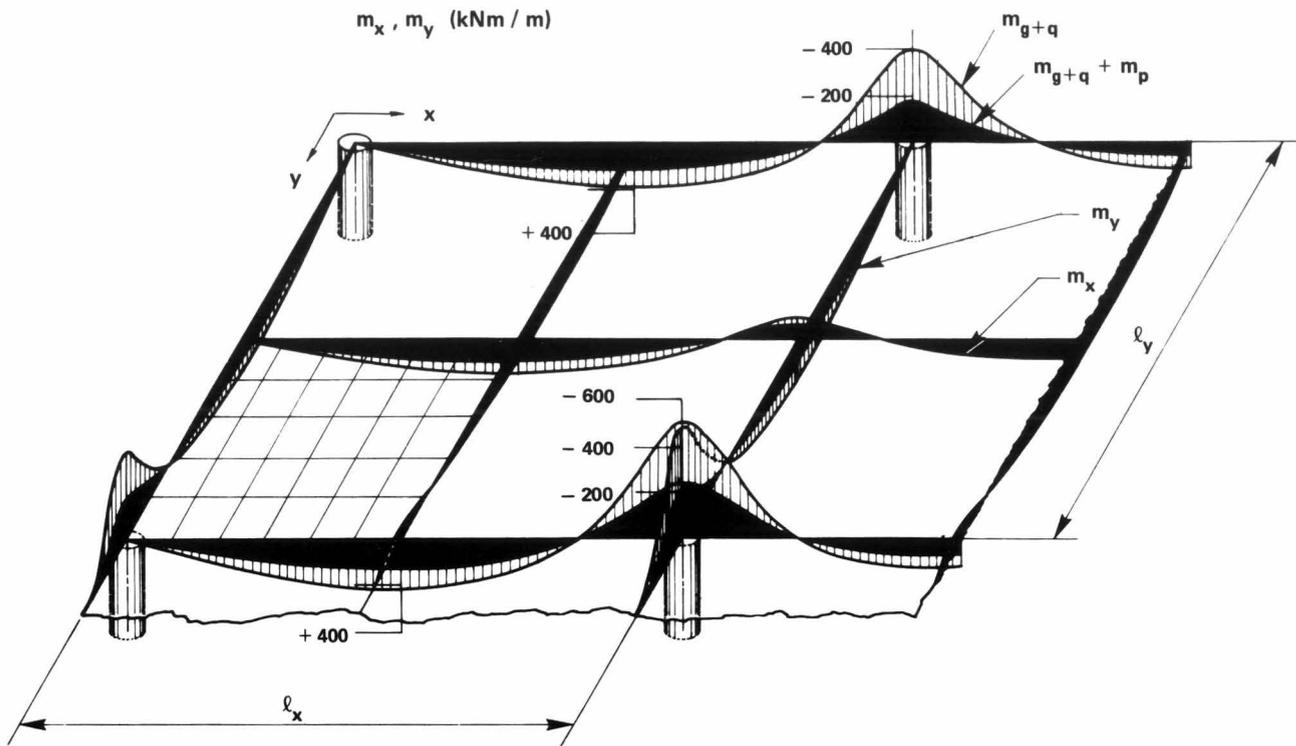


Fig. 5
Maximale Rissbreite über der Zwischenstütze in Abhängigkeit vom Verhältnis Q/Q_u .
Ouverture maximum des fissures sur l'appui intermédiaire en fonction du rapport Q/Q_u .
Maximum crack-width over intermediate support as a function of the ratio Q/Q_u .



EPAISSEUR DE LA DALLE
TOTAL DEPTH
PLATTENDICKE } $h = 420 \text{ mm}$

DISTANCE ENTRE COLONNES
COLUMN SPACING
STUETZENABSTAEENDE } $l_x = 12.00 \text{ m}$
 $l_y = 10.00 \text{ m}$

CHARGE PERMANENTE
PERMANENT LOAD
STAENDIGE LASTEN } $g = 10.5 \text{ kN/m}^2$

SURCHARGE
LIVE LOAD
NUTZLASTEN } $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

FORCE DE PRECONTRAINTE
DANS UNE BANDE D'APPUI
PRESTRESSING FORCE
IN A COLUMN STRIP
VORSPANNKRAFT IN
EINEM GURTSTREIFEN } $P_x = 5350 \text{ kN}$
 $P_y = 4280 \text{ kN}$

CONTRAINTES DE COMPRESSION
MOYENNES DUES A LA PRECONTRAINTE
MEAN COMPRESSIVE STRESS
DUE TO PRESTRESSING
MITTLERE DRUCKSPANNUNG
AUS VORSPANNUNG } $\sigma_{pm, x} = 1.27 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{pm, y} = 0.85 \text{ N/mm}^2$

m_{g+q} } MOMENTS DE FLEXION DUS AUX CHARGES PERMANENTES + SURCHARGES
BENDIG MOMENT DUE TO PERMANENT AND LIVE LOADS
BIEGEMOMENTE AUS STAENDIGEN LASTEN UND NUTZLASTEN

m_p } MOMENTS DE FLEXION DUS A LA PRECONTRAINTE EN BANDES D'APPUI
BENDIG MOMENT DUE TO COLUMN STRIP PRESS. PRESTRESSING
BIEGEMOMENTE AUS DER GURTSTREIFENVORSPANNUNG

Fig. 6
Momentenverteilung in einer Flachdecke mit Gurtstreifenvorspannung.
Répartition des moments dans une dalle plate avec précontrainte en bande d'appui.
Moment distribution in flat slab with column strip prestressing.

Diese Versuche bestätigen, was übrigens auch theoretisch nachgewiesen werden kann, nämlich dass:

1. schon eine geringe Vorspannung die Gebrauchsfähigkeit entscheidend verbessert; allerdings müssen bei hoch beanspruchten Bauteilen – wie übrigens auch im Stahlbeton – gegebenenfalls Kontrollberechnungen bezüglich Rissbreiten und Durchbiegungen durchgeführt werden;
2. die Bemessung am zweckmässigsten aufgrund der Plastizitätstheorie erfolgen sollte, wobei es freilich angezeigt ist, von einem Gleichgewichtszustand auszugehen, der nicht allzusehr von demjenigen im Gebrauchszustand (Elastizitätstheorie) abweicht;
3. für vorwiegend ruhende Belastung keine weiteren restriktiven Bestimmungen erforderlich sind.

3. Ermüdungsbeanspruchung

Verbleibt noch die Frage nach der Sicherheit gegenüber Ermüdungsbeanspruchungen. Im Hochbau kommt dieses Problem kaum vor, hingegen ist zu untersuchen, inwieweit es bei Brückenfahrbahnplatten, insbesondere im Bereich weit ausladender Konsolen kritisch werden kann. Würde man diese ausschliesslich auf deren statischen Bruchwiderstand bemessen, so kann zumindest nicht a priori ausgeschlossen werden, dass häufige Schwellbeanspruchungen $\Delta \sigma$ im gerissenen Zustand zu Ermüdungsbrüchen führen. Dabei erscheint primär nicht etwa der Spannstahl, sondern die schlaffe Bewehrung gefährdet, denn deren Ermüdungsfestigkeit ist i. a. geringer als diejenige der Spannglieder, während beide Bewehrungsarten etwa den gleichen Spannungswechseln $\Delta \sigma$ unterworfen sind.

In Wirklichkeit bringt die teilweise Vorspannung – wie sich theoretisch und experimentell nachweisen lässt – gegenüber dem reinen Stahlbeton in allen Fällen eine Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit, ohne allerdings zum vornherein eine ausreichende Ermüdungsbruchsicherheit zu gewährleisten. Hier, und nur hier, ist es angezeigt, die unter Verkehrslast auftretenden Spannungsamplituden zu beschränken, wobei ein Wert $\Delta \sigma = 150 \text{ N/mm}^2$ zweckmässig erscheint.

Im übrigen sind ausgesprochen ermüdungsbeanspruchte Bauteile kaum ein ideales Anwendungsgebiet für die teilweise Vorspannung. Man wird hier mit Vorteil hohe Vorspanngrade oder sogar die volle Vorspannung wählen.

4. Anwendungsbeispiele

4.1 Flachdecken

Bei dieser im Hochbau sehr häufig vorkommenden Bauweise drängt sich die teilweise Vorspannung geradezu auf. Flachdecken wurden bisher oft lediglich deshalb nicht vorgespannt, weil dies unter Einhaltung der geltenden Normen und bauaufsichtlichen Bestimmungen zu kompliziert und aufwendig gewesen wäre. Mit der teilweisen Vorspannung dagegen lassen sich die Vorteile des einfachen und robusten Stahlbetons in idealer Weise mit denjenigen des Spannbetons – z. B. Risse- und Durchbiegungsbeschränkung – verbinden.

case, it is not primarily the prestressed reinforcement which is endangered, but the passive reinforcement, whose fatigue resistance is generally lower than the prestressed steel, when both types of reinforcement undergo the same variation of stress $\Delta \sigma$.

In reality, as shown by theoretical and experimental investigations, partial prestressing as opposed to purely passive reinforcement gives an improved fatigue resistance in every case, and certainly a lower possibility of fatigue failure, without however automatically ensuring sufficient fatigue safety. In this case, and only in this case, is it important to limit the amplitude of stress variation due to traffic loading, and a value of $\Delta \sigma = 150 \text{ N/mm}^2$ seems appropriate.

Besides, it is evident that a structure which is subject to strong fatigue action is not an ideal application of partial prestressing. It would be much more prudent to choose a high degree of prestressing or even full prestress.

4. Examples of application

4.1 Flat slabs

In this rapidly increasing method of construction the use of partial prestressing is particularly applicable. Up to now, flat slabs have often not been prestressed, as to fulfil the requirements of the governing Codes would result in a too complex and costly solution. On the other hand, by using partial prestressing one



Fig. 7

Beispiel einer Flachdecke mit Gurtstreifenvorspannung.

Exemple d'une dalle plate avec précontrainte en bande d'appui.

Example of flat slab with column strip prestressing.

could combine the advantages of simplicity and robustness of ordinary reinforcement with the crack and deflection limitation afforded by prestressing.

If one examines the distribution of internal forces due to self weight and live load of a flat slab (see

Betrachtet man z. B. die Verteilung der Schnittkräfte aus Eigengewicht und Nutzlast einer Flachdecke nach Fig. 6, so stellt man fest, dass die grossen Biegemomente ($\frac{M}{bd^2} \cong 3 \text{ N/mm}^2$) über den Zwischenstützen nur mit einiger Mühe, d. h. mit einer konstruktiv nicht eben befriedigenden Bewehrungskonzentration von reinen Stahlbetonquerschnitten, aufgenommen werden können (nach der früheren Bemessung mit zulässigen Spannungen wäre eine Ausführung in Stahlbeton wegen der zu hohen Betonranddruckspannungen nicht mehr möglich gewesen). Demgegenüber sind die Momente im Feldbereich ($\frac{M}{bd^2} \cong 0,8 \text{ N/mm}^2$) etwa viermal kleiner und liegen damit in einer für Stahlbeton günstigen Grössenordnung. Es liegt daher nahe, die stark beanspruchten Bereiche durch eine Vorspannung teilweise abzudecken, d. h. eine sogenannte *Gurtstreifenvorspannung* vorzusehen. Wie aus Fig. 6 hervorgeht, genügt schon eine verhältnismässig geringe, mittlere Vorspannung von etwa $\sigma_{pm} \cong 1 \text{ N/mm}^2$, um die Momente nicht nur in den Gurtstreifen, sondern auch in den Feldbereichen ganz beträchtlich abzumindern. Insgesamt gesehen werden die Biegezugkräfte etwa zur Hälfte von der Spannbewehrung und zur anderen Hälfte von schlaffer Bewehrung aufgenommen, d. h. der mechanische Vorspanngrad betrüge etwa $\lambda = 0,5$. Selbstverständlich könnte man die Vorspannung auch derart erhöhen, dass in den Gurtstreifen die Bedingungen der vollen oder beschränkten Vorspannung erfüllt wären. Man erkennt aber sofort die damit verbundenen Nachteile: Die Vorspannkkräfte müssten etwa um 50% vergrössert werden, womit in den Feldbereichen ungewollt aber unvermeidlicherweise eine mehr als volle Vorspannung erzeugt würde, was offensichtlich nicht wirtschaftlich sein kann und auch zu einer konstruktiv unerwünschten Ausmagerung der schlaffen Bewehrung in diesen Bereichen führen würde (die in den USA verbreitete Praxis, Flachdecken ausschliesslich mit Spanngliedern zu bewehren, erscheint uns weder konstruktiv noch wirtschaftlich zweckmässig).

fig. 6), it is clear that the largest bending moments

$$\left(\frac{M}{bd^2} = 3 \text{ N/mm}^2\right) \text{ are over the intermediate supports.}$$

This means that with purely passive reinforcement these large bending moments could only be resisted with such a high concentration of reinforcement that it would create significant difficulties in construction (if this design was carried out according to permissible stresses, a solution involving purely passive reinforcement would be impossible due to the large compressive stresses at the extreme fibre of the concrete). On the other hand, the moments in the middle strips

$$\left(\frac{M}{bd^2} = 0.8 \text{ N/mm}^2\right) \text{ are approximately four times}$$

smaller and are thus within the range of application of simply passive reinforcement. It is thus logical to place partial prestressing in this region of large moments, that is to utilize so-called *column strip prestressing*.

As fig. 6 shows, even a small amount of prestressing, $\sigma_{pm} = 1 \text{ N/mm}^2$, is sufficient to substantially reduce not only the moments in the column strips, but also those of the middle strips. Overall, the tensile bending stresses are resisted half by the prestressed reinforcement and half by the passive reinforcement, that is to say, the mechanical degree of prestressing is about $\lambda = 0.5$.

Of course, the amount of prestressing could be increased up to limited or total prestressing requirements in the column strips. However, there are certain disadvantages associated with this: the prestress would have to be augmented by about 50%; this would inevitably produce more than total prestress in the middle strips and would obviously be uneconomical and lead to an undesirably small amount of passive reinforcement in this region (the widespread practice in the USA of reinforcing flat slabs with prestressing cables only strikes us as neither constructively nor economically very sound).

SCHNITT A-A

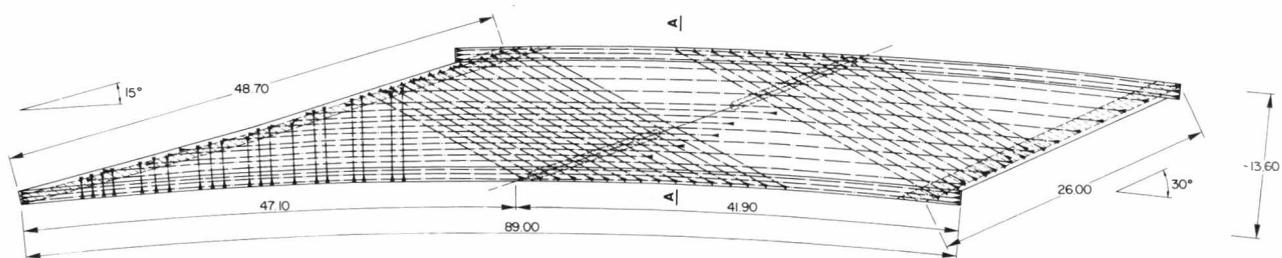
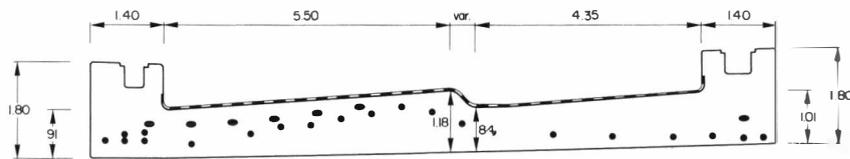


Fig. 8
Zweifeldrige schiefe, teilweise vorgespannte Bahnbrückenplatte.
Dalle biaise pour pont-rail à deux travées en précontrainte partielle.
Two span, partially prestressed skew-slab railway bridge.

Man erkennt aus diesem Beispiel auch leicht, wie solche Decken am zweckmässigsten zu bemessen sind: Für die Grenzzustände der Gebrauchsfähigkeit wird man von den Schnittkräften aus Belastung und Vorspannung ausgehen; der Grenzzustand der Tragfähigkeit dagegen kann nur mit Hilfe der Plastizitätstheorie befriedigend erfasst werden. Eine schon bei Stabtragwerken fragwürdige Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen aus der Vorspannung beim Bruchsicherheitsnachweis wäre bei Platten gar nicht mehr möglich, denn man kann hier nicht zwischen primären und sekundären Vorspannmomenten unterscheiden. Flachdecken mit Gurtstreifen-Vorspannung wurden in der Schweiz bereits häufig und mit gutem Erfolg ausgeführt (siehe Beispiel Fig. 7).

4.2 Schiefe Platten

Bei schiefen, durchlaufenden Platten mit hoher Verkehrsbelastung – z. B. Bahnbrücken – ist es oft kaum möglich, eine volle Vorspannung zu erreichen, denn die Größe und Richtung und sogar die Vorzeichen der Hauptmomente verändern sich je nach Lastfall massgeblich. Dies war auch bei der in Fig. 8 gezeigten, sehr schiefen Bahnbrücke der Fall. Man hat daher auch hier die teilweise Vorspannung gewählt, was unter anderem den Vorteil hat, dass die sehr kräftige schlaife Bewehrung überall optimal in Richtung der Hauptzugspannungen verlegt werden kann. Die Brücke hat sich dann auch im Belastungsversuch ausgezeichnet verhalten.

5. Schlussbemerkungen

Zum Schluss sei nochmals darauf hingewiesen, dass mit dieser neuen Bauweise keineswegs die bisher bewährte beschränkte oder in Spezialfällen die volle Vorspannung verdrängt werden soll; letztere wird bei weitgespannten Tragwerken nach wie vor ihre Bedeutung behalten. Es handelt sich vielmehr darum, die Anwendungsgebiete der Vorspanntechnik auf Tragwerke oder Bauteile kleiner und mittlerer Spannweiten zu erweitern, die bisher aus praktischen und wirtschaftlichen Gründen selten vorgespannt worden sind.

Die teilweise Vorspannung wird in der Schweiz seit über einem Jahrzehnt in breitem Umfange angewandt, und sie hat sich bestens bewährt. Sie erlaubt es insbesondere, die Tragwerke mit einer ordentlichen, rechnerisch voll ausnützbaren schlaffen Bewehrung zu versehen, was zusammen mit der Vorspannung zu einer robusten und sicheren Bauweise führt.

One can easily learn from this example how best to design such slabs: for the serviceability limit state design should be based upon internal forces due to loading and prestress; ultimate limit state design can only be carried out with the aid of the theory of plasticity. The consideration of the hyperstatic prestressing moments at ultimate limit state, which is already questionable for linear members, is definitely not possible for slabs, as here one cannot differentiate between primary and secondary prestressing moments. Flat slabs with column strip prestressing have already been used in Switzerland with very good results (see fig. 7).

4.2 Skew slabs

For skew slabs with a high traffic loading – i. e. railway bridges – it is often impossible to arrive at total prestressing, as the size and direction and even the sign of the principal moments change with each loading configuration. This is illustrated in fig. 8 which shows an extremely skew railway bridge slab. For these reasons, a partial prestress was chosen, this having the further advantage that the very strong passive reinforcement can be laid in the direction of the main tensile stresses. The bridge subsequently performed exceptionally well in loading tests.

5. Closing remarks

Finally it must be pointed out that with this new design concept, the well-proven limited prestress or in special circumstances full prestress should in no way be suppressed, as these remain applicable for large span structures. Rather, the area of application of prestressing technology can be extended to small and mid-range spanning structures, which have until now seldom been prestressed for practical and economic reasons.

Partial prestressing has been widely used in Switzerland over the past decade and has proved itself well. In particular, it permits full use to be made of the strength of a large amount of passive reinforcement in design calculations, which, together with the prestressing, leads to safer and more robust structures.

Forschung über Spannbeton

am Institut für Baustatik und Konstruktion,
Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich

Prof. Dr. Bruno Thürlimann

1. Vorgespannte Platten

Ein systematisches Forschungsprogramm über vorge-spannte Platten wurde 1973 begonnen. Die Ergebnisse der Teilgebiete (1) Biegeverhalten und (2) Schubverhalten von Platten sind in den Veröffentlichungen [1], [2] und [3] dargestellt.

1.2 Durchstanzen von Innenstützen

Seit 1978 sind 17 Durchstanzversuche, Fig. 1, durchgeführt worden. Im Rahmen des Teiles (3) Durchstanzen von Innenstützen wurden acht Versuche mit achteckigen Platten, Durchmesser 2,6 m und Dicke 180 mm, mit einer zentralen Stütze, Fig. 2, durchgeführt. Aus Fig. 1 sind die hauptsächlichsten Parameter ersichtlich. Insbesondere interessierte der Einfluss einer Vorspannung mit und ohne Verbund, wie auch die Wirkung einer Schubbewehrung. Die Berichte [4], [5] und [6] fassen die experimentellen und theoretischen Studien zusammen.

1.3 Durchstanzen von Rand- und Eckstützen

Dieser Teil (4) umfasste neun Versuche mit den in Fig. 1 angegebenen Hauptparametern. Eine Platte, 3,40 × 2,70 m, Dicke 180 mm, mit zwei Randstützen zeigt Fig. 3. Die Versuche mit Eckstützen wurden an quadratischen Platten 2,58 × 2,58 m, Dicke 180 mm, mit reiner Drillung durchgeführt, Fig. 4.

Bewehrung Reinforcement		Versuch Test			
		Platte mit Innenstütze With interior column	Platte mit Randstütze With edge column	Platte mit Eckstütze With corner column	
Schlaife Bewehrung Ordinary reinforcement	ohne Schubbewehrung without shear reinf.	3	2	2	
	mit Schubbewehrung with shear reinf.	2	2	0	
Vorspannung Prestressed	ohne Verbund without bound	2	2	1	
	mit Verbund with bound	1	0	0	

Fig. 1
Zusammenstellung der Durchstanzversuche.
Table of Slab Punching Tests.

Research on prestressed concrete

at the Institute of Structural Engineering,
Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

Prof. Dr. Bruno Thürlimann

1. Prestressed Concrete Slabs

A systematic investigation of prestressed concrete slabs was started in 1973. The results of parts (1) Bending Behavior and (2) Shear Behavior of Slabs are presented in the publications [1], [2] and [3].

1.2 Punching of Interior Columns

Since 1978 some 17 punching tests, Fig. 1, have been made. For part (3) Punching of Interior Columns eight tests on octagonal slabs, diameter 2.6 m and thickness 180 mm, with one column in the centre, Fig. 2, were performed. The main parameters are listed in Fig. 1. The influence of the prestress with and without bond and the influence of shear reinforcement were of main interest. The papers [4], [5] and [6] summarize the experimental and theoretical studies.

1.3 Punching of Edge and Corner Columns

This part (4) comprised nine tests. The main parameters are given in Fig. 1. A slab, 3.40 × 2.70 m, thickness 180 mm, with two edge columns is shown in Fig. 3. The tests with corner columns were made on square slabs 2.58 × 2.58 m, thickness 180 mm, using a loading state of pure twisting, Fig. 4.

All slabs were loaded and observed up to complete failure. The deflections, cable forces, local and global displacements and the crack width were measured. As a typical example the load-deflection curves in Fig. 5 show the beneficial influence of the shear reinforcement and of the prestress on the behavior and strength.

As shear reinforcement a new type of stirrup was developed, Fig. 6. The U-shaped stirrup is provided with anchorage plates at the ends which can be attached either by welding, by means of wedges or

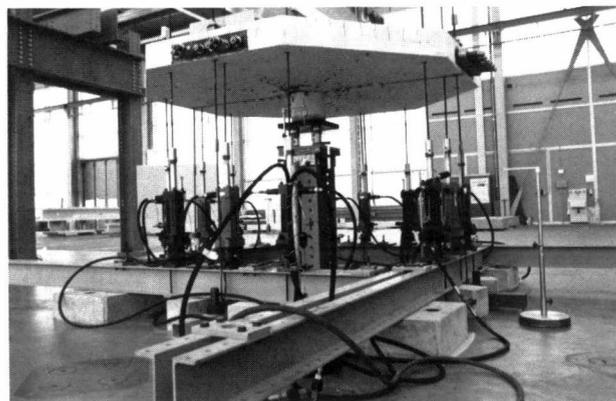


Fig. 2
Durchstanzversuch an vorgespannter Platte mit Innenstütze.
Punching Test on Prestressed Slab with Interior Column.

Alle Platten wurden bis zum totalen Versagen belastet und beobachtet. Es wurden die Durchbiegungen, die Kabelkräfte, die lokalen und globalen Verschiebungen wie auch die Verzerrungen und Risse gemessen. Die Last-Durchbiegungs-Kurven von Fig. 5 zeigen den günstigen Einfluss einer Schubbewehrung und einer Vorspannung auf das Tragverhalten.

Als Schubbewehrung wurde ein neuer Bügeltyp entwickelt, Fig. 6. Die U-förmigen Bügel sind an den Enden mit Ankerplatten versehen, welche durch Schweißung, mittels Keilen oder durch aufgestauchte Köpfchen (bei kleinen Bügeldurchmessern) befestigt sind. Diese Bügel werden nach dem Verlegen der Biegearmierung hineingesteckt. Damit kommen die Ankerplatten in die Druckzone zu liegen, und die Zugarmierung ist vollständig umfasst. Die Versuchsergebnisse sind im Bericht [7] zusammengestellt. Eine theoretische Studie über das Tragverhalten von Platten bei Rand- und Eckstützen wird gegenwärtig durchgeführt.

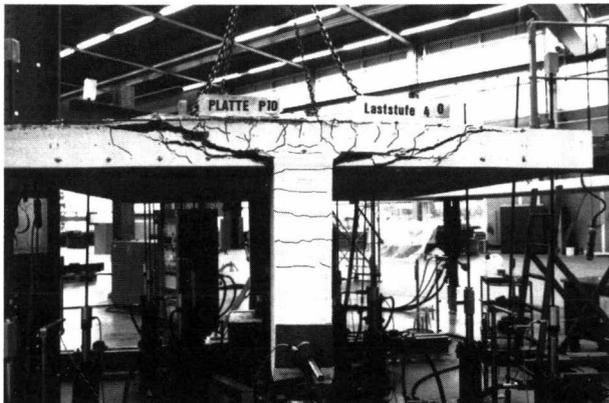


Fig. 3
Versuch an Platte mit Randstützen.
Testing of Slab with Edge Column.

Als Teil (5) Aussparungen im Bereich von Innenstützen wird im Verlauf des Jahres 1982 eine weitere Versuchsserie durchgeführt werden.

Finanzielle Unterstützung:
Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich; Stiftung des Vereins Schweiz. Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten; Stahlton AG, Zürich; VSL-Losinger AG, Bern.

2. Ermüdung von Spannbeton

Die Untersuchungen werden zur Beschaffung von Unterlagen für die Revision der Stahlbeton- und Spannbeton-Normen (SIA 162) durchgeführt.

2.1 Ermüdungseigenschaften von Spannstählen

Zur Festlegung von repräsentativen S-N-Kurven für Spanndrähte und Litzen sind über 850 Prüfversuche statistisch ausgewertet worden. Zusätzlich wurden zur Abklärung des Einflusses der Prüflänge je 65 Versuche mit Spanndrähten und mit Litzen durchgeführt. Ein Bericht ist auf Ende 1982 vorgesehen. Teilergebnisse sind in [10] und [11] publiziert.

by forming button heads at the stirrup ends (only for small diameter stirrups). These stirrups are put between the bending reinforcement after it has been placed. The anchorage plates are situated in the compression zone and the tensile reinforcement is enclosed by the stirrup. The experimental results are contained in the publication [7]. A theoretical study on the behavior of slabs at edge and corner columns is in preparation.

As part (5) Openings around Interior Columns a further test series is planned for the year 1982.

Sponsors:

Swiss Federal Institute of Technology, Zurich; Foundation of the Society of Swiss Cement Manufacturers; Stahlton AG, Zurich; VSL-Losinger AG, Bern.

2. Fatigue of Prestressed Concrete

The investigation provides supporting results for the revision of the Reinforced and Prestressed Concrete Specification, SIA-162.

2.1 Fatigue Properties of Prestressing Steels

In order to determine representative S-N-curves for prestressing wires and prestressing strands a statistical investigation of 850 test results has been made. In addition 65 tests on wires and 65 tests on strands have been performed in order to determine the influence of the length of a specimen on its fatigue strength. A report will be published by the end of 1982. Partical results are given in [10] and [11].

2.2 Fatigue Behavior of Embedded Prestressing Cables

A literature survey revealed that no systematic comparison of the fatigue behavior of test specimens of prestressing wires or strands on the one side and of embedded cables made from these wires or strands on the other, has been made. In order to detect possible differences in the behavior, tests on six beams, length 6.70 m, height 0.80 m, with a parallel wire cable and on six similar beams with a cable composed of strands are being conducted during the current year, Fig. 7. In addition, tests on specimens of the wire and strand material will be made. The results should show if there exists a significant difference in the fatigue behavior between naked specimens and grouted cables. If so, a «transfer-factor» may become necessary to apply specimen properties to prestressing cables.

Sponsors:

Swiss Federal Institute of Technology, Zurich; Federal Department of Transportation; Federal Highway Department; Swiss Federal Railways; Bernese Railways BLS; Swiss Transport Federation.

3. Impact Behavior of Reinforced and Prestressed Concrete Beams

The behavior and energy dissipation capacity of 23 beams under impact loading was studied. Five beams were partially prestressed.

The impact on the 8.15 m long beams was produced by dropping one end of the beams on an impact support (height of free fall up to 3.75 m), the other end of the beam being simply supported, Fig. 8. The parameters investigated were beam cross-section,

2.2 Ermüdungsverhalten einbetonierter Spannlieder

Ein eingehendes Literaturstudium hat gezeigt, dass keine systematischen Untersuchungen über das Ermüdungsverhalten von nackten Proben von Spanndrähten oder Litzen einerseits und von einbetonierten Spannliedern aus dem gleichen Draht- oder Litzenmaterial andererseits vorliegen. Um mögliche Unterschiede festzustellen, werden im Laufe dieses Jahres sechs T-Träger, Länge 6,70 m, Höhe 0,80 m, mit einem Spannlied aus parallelen Drähten und sechs gleiche Träger mit einem Spannlied aus Litzen geprüft (Fig. 7). Parallel werden nackte Proben des Draht- resp. Litzenmaterials geprüft. Die Ergebnisse sollen zeigen, ob die Ermüdungseigenschaften der nackten Proben direkt auf einbetonierte Spannkabel im Verbund anwendbar sind oder ob eine Modifikation («Übertragungsfaktor») notwendig ist.

Finanzielle Unterstützung:

Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich; Bundesamt für Verkehr; Bundesamt für Strassenbau; Schweizerische Bundesbahnen; Berner Alpenbahngesellschaft BLS; Verband Schweizerischer Transportunternehmungen.

3. Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter stossartiger Beanspruchung

Das Verformungs- und Bruchverhalten und das Energieaufnahmevermögen stossbeanspruchter Stahlbeton- und Spannbetonbauteile wurde an 23 Balken untersucht, wovon fünf Balken teilweise vorgespannt waren.

Die stossartige Beanspruchung der 8,15 m langen Balken erfolgte durch einseitiges Aufprallen der auf der anderen Seite frei drehbar gelagerten Balken aus variabler Fallhöhe (bis zu 3,75 m Fallhöhe) auf ein Aufprallelement, Fig. 8. Neben Balkenquerschnitt, Bewehrungsgehalt, Vorspanngrad bzw. Vorspannsystem (Paralleldrähte, Litzen) wurden auch die Balkenmasse, die Balkenlänge und das Aufprallelement variiert. Die Versuchsergebnisse sind in [12] aufgeführt. Gleichzeitig wurden Zugversuche an Bewehrungs- und Spannstählen unter erhöhter Dehngeschwindigkeit durchgeführt [13]. Dabei wurden bei Dehngeschwindigkeiten von gegen 500 % pro Sekunde eine leichte Zunahme der Festigkeitskennwerte, hingegen eine leichte Abnahme bei der Gleichmasdehnung, festgestellt im Vergleich mit dem quasistatischen Normzugversuch. Im Vergleich mit schlaff bewehrten Bauteilen weisen die vorgespannten Balken eine auf praktisch die Hälfte abgeminderte Energieaufnahme-fähigkeit auf, wobei zwischen der Energieaufnahme und dem Vorspanngrad eine lineare Abhängigkeit besteht.

Alle Versuche wurden durch die EMPA durchgeführt. Erste Nachrechnungen von Versuchen mit Hilfe nichtlinearer Computerprogramme finden sich in [14].

4. Dynamisches Verhalten von teilweise vorgespannten Leichtbeton- und Betonkonstruktionen

Der Einfluss des Vorspanngrades, der Beanspruchungshöhe sowie der Rissebildung auf die dynamischen Eigenschaften (Steifigkeit, Dämpfungsverhalten) von Leichtbeton- und Betonkonstruktionen wird untersucht.

Als Versuchskörper dienen 8 m lange, als einfache Balken gelagerte Träger. Die dynamische Anregung

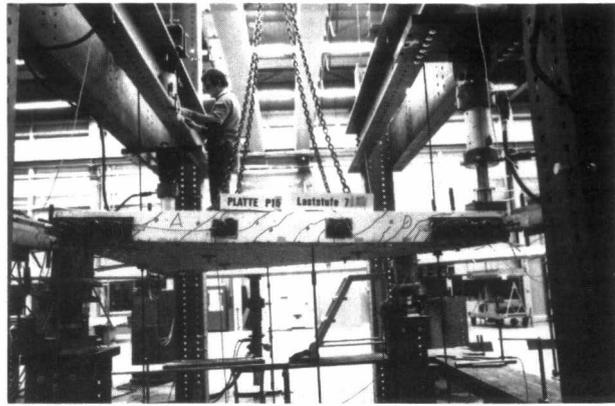


Fig. 4
Versuch an Platte mit Eckstützen.
Testing of Slab with Corner Column.

reinforcement ratio, degree of prestress, prestressing system (i. e. parallel wire cables and strands), mass and length of beam, stiffness of impact support. The test results are presented in [12]. Tensile tests on specimens of the reinforcing and prestressing steels under elevated strain rates were also conducted [13]. They showed that a strain rate of 500 % per second produced a slight increase in strength and a slight decrease of the uniform fracture elongation in comparison to the values of a static test. The prestressed beams showed only about half the energy dissipation capacity of the beams with ordinary reinforcement. A linear relationship between the energy dissipation capacity and the degree of prestress was established.

The tests were performed at the EMPA. A numerical analysis of the test beam was conducted and presented in [14].

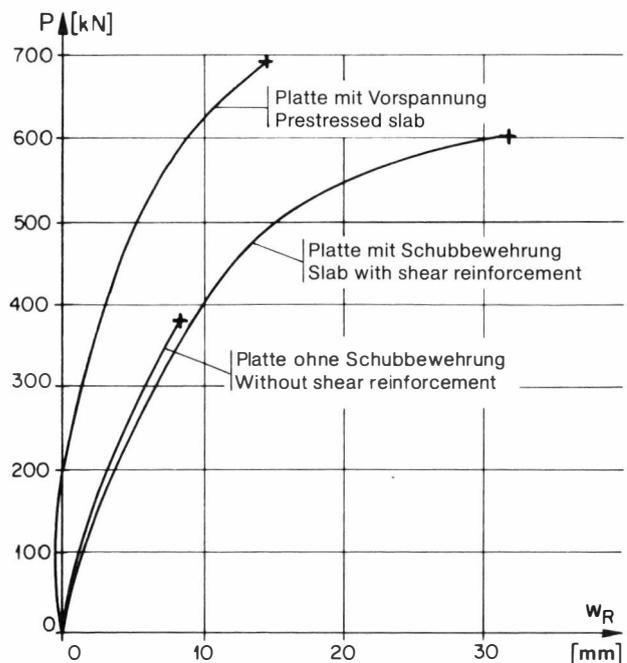


Fig. 5
Last-Durchbiegungs-Diagramm für Platten mit Randstützen.
Load-Deflection Diagram for Slab with Edge Column.

erfolgt durch einen servohydraulisch gesteuerten Schwinger in Trägermitte. Durch gezielte Analyse des Ausschlagverhaltens, das die Träger nach plötzlichem Stoppen der Anregerkraft zeigen, kann die Dämpfungscharakteristik ermittelt werden. In einer ersten Versuchsphase wurden acht schlaff bewehrte Träger untersucht. Die Versuchsergebnisse sind im Bericht [15] festgehalten. Entgegen den Erwartungen hat sich bei diesen Versuchen gezeigt, dass die Dämpfungswerte der gerissenen Träger mit zunehmender dynamischer Beanspruchung im noch linearelastischen Bereich abnehmen. Zur Zeit sind die Versuche an voll und teilweise vorgespannten Trägern angelaufen.

Es ist gelungen, die in den Versuchen der schlaff bewehrten Träger erkannten Dämpfungsphänomene mit Hilfe physikalisch plausibler Modelle zu erklären [16]. Diese Modelle sollen später auf vorgespannte Träger erweitert werden.

Finanzielle Unterstützung:
Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich; AG Hunziker & Cie., Zürich.



Fig. 6
Schubbügel für Platten.
Shear Stirrups for Slabs.

4. Dynamic Behavior of Partially Prestressed Concrete and Light Weight Concrete Beams

The influence of the prestressing ratio, the load level and the cracking on the dynamic properties (i. e. Stiffness and Damping) of beams of ordinary and light weight concrete are studied.

As test specimen a simply supported beam of 8 m length is used. The dynamic excitation is produced with a servo-hydraulic system. The damping characteristics are determined from the progressive decay of the oscillations after stopping the excitation.

In a first series of tests eight reinforced concrete beams were investigated [15]. Contrary to expectations the damping of the cracked beams in the linear-elastic range decreased with increasing dynamic stress levels. Currently, tests with prestressed beams are under way.

Theoretical interpretations on the basis of a physical model have been developed which explain the damping behavior of the concrete beams [16]. These models will be extended to cover the prestressed beams.

Sponsors:
Swiss Federal Institute of Technology, Zurich; AG Hunziker & Cie., Zürich.

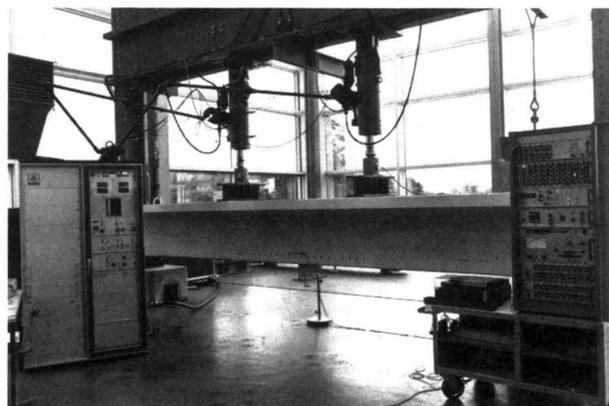


Fig. 7
Anlage für Ermüdungsversuche.
Setup for Fatigue Testing.

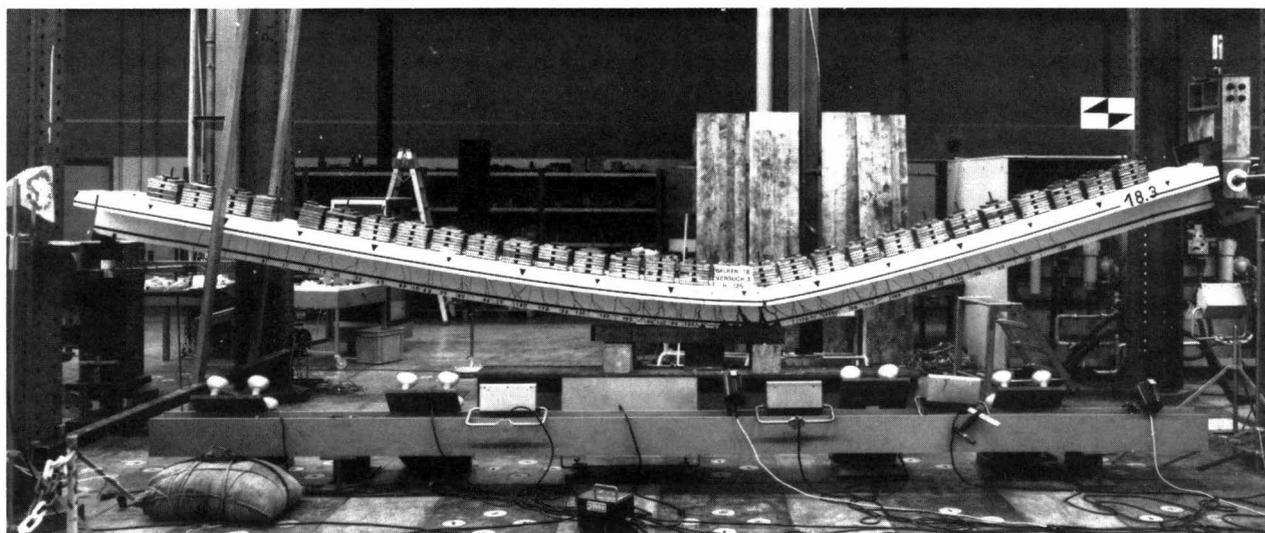


Fig. 8
Träger nach dem Aufprall auf das linke Ende.
Beam after dropping onto left support.

Literaturangaben/Literature

- [1] Ritz P., Marti P., Thürlimann B.: «Versuche über das Biegeverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7305-1, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Juni 1975.
- [2] Ritz P.: «Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 80 (Dissertation), Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Mai 1978.
- [3] Marti P., Pralong J., Thürlimann B.: «Schubversuche an Stahlbetonplatten». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7305-2, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, September 1977.
- [4] Marti P.: «Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 104 (Dissertation), Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Oktober 1980.
- [5] Pralong J., Brändli W., Thürlimann B.: «Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7305-3, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Dezember 1979.
- [6] Pralong J.: «Poinçonnement symétrique des plancher-dalles». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich (Dissertation in Vorbereitung), Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart.
- [7] Brändli W., Müller F. X., Thürlimann B.: «Bruchversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten bei Rand- und Eckstützen». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Versuchsbericht (in Vorbereitung), Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart.
- [8] Marti P., Ritz P., Thürlimann B.: «Prestressed Concrete Flat Slabs». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 68, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Februar 1977.
- [9] Brändli W.: «Vorgespannte Platten». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 121, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Oktober 1981.
- [10] Frey R.: «Bemessungskonzept für Ermüdung unter Berücksichtigung der Unbestimmtheit der Spannungen in der Bewehrung von Betonbalken», Proceedings IVBH-Kolloquium 1982 Lausanne.
- [11] Fernandez Canteli A.: «Statistische Interpretation der Miner-Zahl mit Hilfe eines Indexes der Wahrscheinlichkeit einer Totalschädigung». Proceedings IVBH-Kolloquium 1982 Lausanne.
- [12] Ammann W., Mühlematter M., Bachmann H.: «Versuche an Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter stossartiger Beanspruchung». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Versuchsberichte Nr. 7709-2 bis -4, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart (in Vorbereitung).
- [13] Ammann W., Mühlematter M., Bachmann H.: «Zugversuche an Bewehrungs- und Spannstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7709-1, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart (in Vorbereitung).
- [14] Ammann W., Mühlematter M., Bachmann H.: «Experimental and Numerical Investigation of Reinforced and Prestressed Concrete Beams for Shock Loading». 6th SMIRT, Paris 1981, Paper J 10/3.
- [15] Dieterle R., Bachmann H.: «Versuche über den Einfluss der Rissebildung auf die dynamischen Eigenschaften von Leichtbeton- und Betonbalken». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7501-1, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, Dezember 1979.
- [16] Dieterle R.: «Modelle für das Dämpfungsverhalten von schwingenden Stahlbetonträgern im ungerissenen und gerissenen Zustand». Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 111, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, April 1981.

Versuche an schiefen Platten aus vorgespanntem Mikrobeton

von Dipl.-Ing. M. Miehlbradt, Lausanne

1. Einleitung

In der neuen Versuchshalle des Instituts für Baustatik und Konstruktion im Massivbau (IBAP) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Lausanne (EPFL) werden gegenwärtig umfangreiche Versuche an Modellen im Massstab von etwa 1:10 (Fig. 1) durchgeführt, mit deren Hilfe das Tragverhalten von schiefen Plattenbrücken aus Stahlbeton oder Spannbeton vor und nach Rissbildung bis zum Bruch untersucht wird. Ziel des Forschungsvorhabens ist es, praktische Regeln für das Anordnen von Bewehrung und Spannriegeln zu entwickeln, insbesondere auch für über mehrere Felder durchlaufende Platten.

2. Versuchskonstante

Bei den bisherigen Versuchen (Fig. 2 und 16) waren folgende Abmessungen stets gleich: Plattendicke 60 mm, Spannweite rechtwinklig zur Auflagerlinie 1,0 m, Plattenbreite rechtwinklig zum freien Rand 1,0 m; dies ergab in Abhängigkeit von der Plattenschiefe Gesamtlängen bis zu 8,0 m oder Schlankheiten längs des freien Randes von $l/h \approx 65$.

Der Beton mit einem Grösstkorn von 3 mm Durchmesser hat folgende Kennwerte:

Druckfestigkeit	$f_c = 40 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit	$f_t = 8 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	$E = 35 \text{ kN/mm}^2$

Als Bewehrung werden handelsübliche geschweisste Drahtgitter aus Stäben $\varnothing 2,5 \text{ mm}$ der Güte $f_y/f_t \approx 650/750 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Die Spannriegel wurden zu-

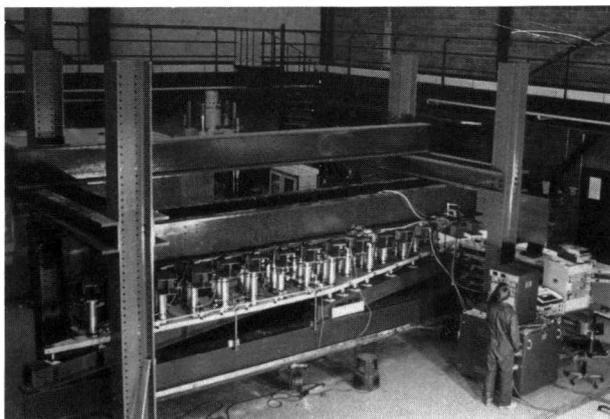


Fig. 1
Versuchsanlage mit Platte DB 9.
Installation d'essai montrant la dalle DB 9.
Test rig with slab DB 9.

Tests on prestressed, micro-concrete skew slabs

by Dipl.-Ing. M. Miehlbradt, Lausanne

1. Introduction

In the new laboratories of the Institute of Concrete Structures (IBAP) at the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne (EPFL) an extensive research project is being carried out on 1:10 scale models (fig. 1) to investigate the load bearing characteristics of skew bridge slabs in reinforced and prestressed concrete before and after fissuration (up to ultimate). The aim of this research project is to develop practical regulations concerning the most suitable arrangement of reinforcement and of prestressing tendons for skew slabs, and in particular multispan slabs.

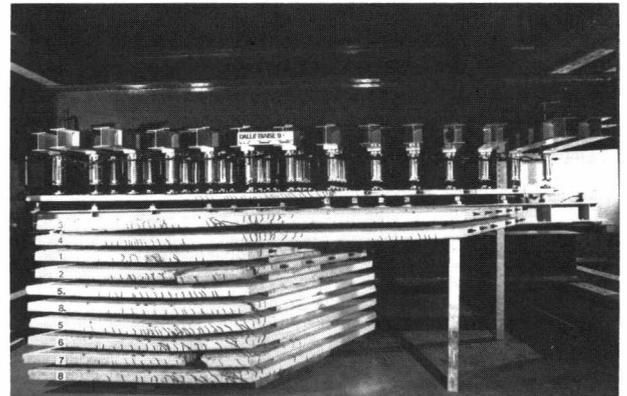


Fig. 2
Seitenansicht der geprüften Platten.
Vue latérale des dalles après l'essai.
Side view of slabs after tests.

2. Constant parameters

In the tests carried out to date (fig. 2 and 16) the following dimensional parameters have been kept constant:

Slab thickness	60 mm
Short span	1.0 m
Width between free edges	1.0 m

With these dimensions fixed, the variation of the angle of skew resulted in slabs of up to 8.0 m in total length and span to depth ratios of up to $l/h \approx 65$.

The concrete used was of maximum aggregate size 3 mm and had the following properties:

Compressive strength	$f_c = 40 \text{ N/mm}^2$
Tensile strength	$f_t = 8 \text{ N/mm}^2$
Elastic modulus	$E = 35 \text{ kN/mm}^2$

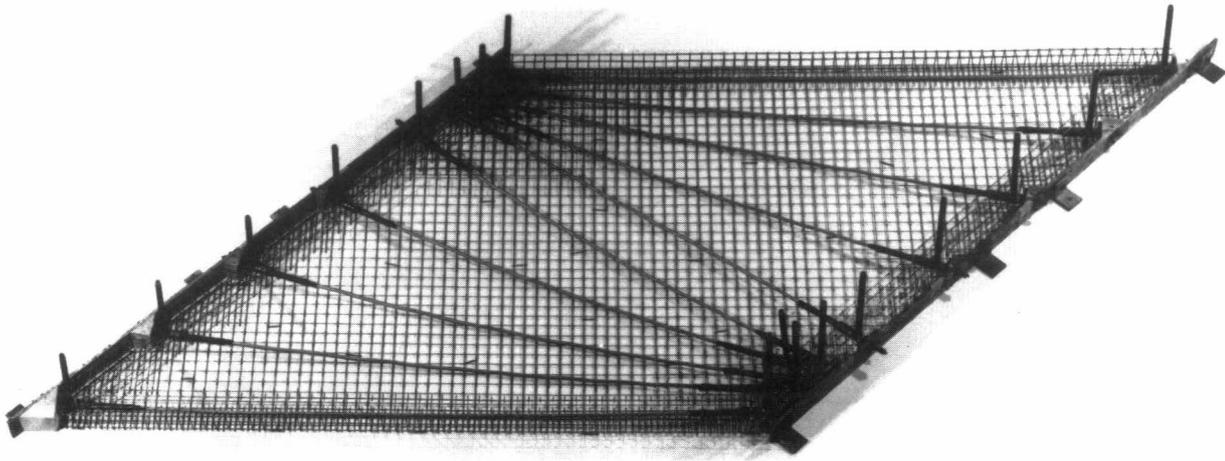


Fig. 3
 Platte DB 2: Bewehrung und Spannglieder.
 Dalle DB 2: armature et câbles.
 Slab DB 2: reinforcement and tendons.

sammen mit der Lausanner Niederlassung der Firma Stahlton entwickelt: sie bestehen aus einem Draht $\varnothing 4$ mm der Güte $f_{0,1}/f_t = 1600/1800$ N/mm², der in einem metallischen, biegeweichen Hüllrohr gleitet und an seinen Enden mit BBRV-Köpfchen verankert ist; nach dem Aufbringen der Vorspannkraft ($F_{p0} = 16$ kN) werden die parabelförmig geschwungenen Hüllrohre mit Kunststoffmörtel ausgepresst.

Die Platten ruhen auf Punktlagern, die in Nähe der stumpfen Ecken im Abstand von 300 mm, sonst bis zu 650 mm, angeordnet sind.

Die Lasten werden etwa gleichförmig verteilt mit 20-kN-Pressen aufgebracht, die so geschaltet sind, dass auch der Einfluss von Teilflächenlasten (z. B. nur in einem Feld einer Durchlaufplatte) untersucht werden kann. Pro m² Plattenfläche wirken 8 bis 10 Pressen, deren Kräfte durch besondere Einrichtungen noch weiter verteilt werden.

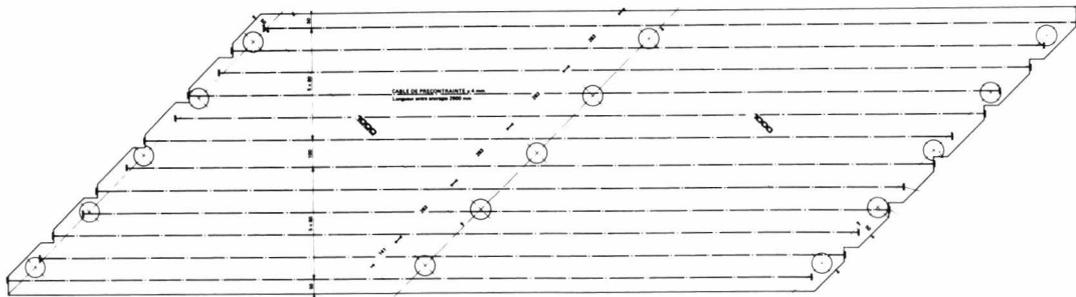
Gemessen wird vorwiegend elektrisch mit Kraftmessdosen (Auflagerreaktionen), induktiven Wegaufneh-

The reinforcement used was of ordinary wire mesh of $\varnothing 2.5$ mm bars with $f_y/f_t \approx 650/750$ N/mm². The prestressing tendons were developed in collaboration with the Lausanne branch of the firm Stahlton: they consisted of $\varnothing 4$ mm wire with $f_{0,1}/f_t = 1600/1800$ N/mm², which was surrounded by a flexible metal sheath and anchored using BBRV heads. After the prestressing force had been applied ($F_{p0} = 16$ kN) the cables were grouted with a synthetic plastic mortar.

The slabs rested upon point supports at spacings ranging from 300 mm, near the obtuse-angle corners, to 650 mm.

The load was applied by equally spaced 20 kN jacks, which were connected in such a way that the effect of partial loadings (e. g. only one span of a multi-span slab) could be investigated. Each square meter of slab surface was loaded by 8–10 jacks, the load of each jack being further spread by special pads to approximate a uniformly distributed load.

DB 3



DB 4

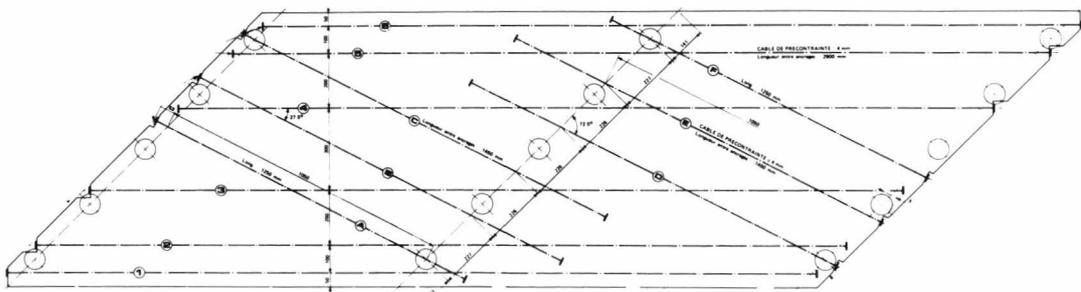


Fig. 4
 Platten DB 3 und DB 4: Spanngliederanordnung.
 Dalles DB 3 et DB 4: tracés des câbles.
 Slabs DB 3 and DB 4: tendon arrangement.

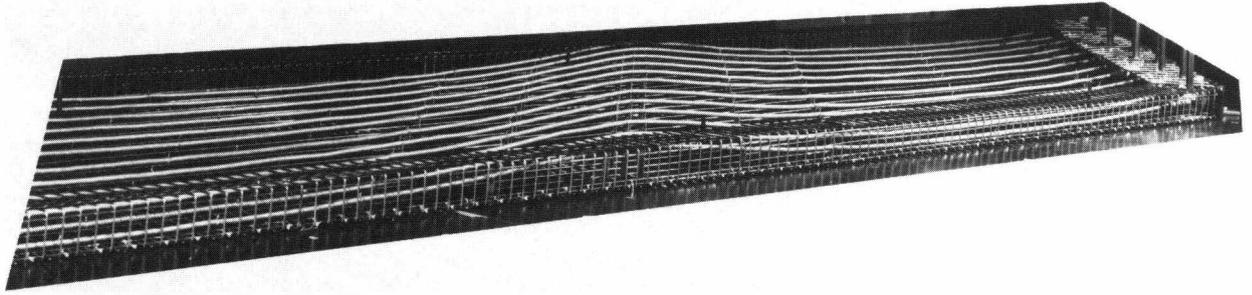


Fig. 5
 Platte DB 3: untere Bewehrung und Spannglieder.
 Dalle DB 3: armature inférieure et câbles.
 Slab DB 3: bottom reinforcement and tendons.

mern (Durchbiegungen) und Dehnmessstreifen (auf Beton, Bewehrung und Spanndraht), die direkt an eine vollautomatische Messanlage mit Ausdruck der Ergebnisse, Stanzen der Lochstreifen und elektro-magnetischer Aufzeichnung in Kassetten angeschlossen sind, so dass die Auswertung anschliessend sofort per Rechenanlage erfolgen kann. Im Bereich erwarteter Risse werden Dehnungen auch mechanisch mit Setzdehnmessern erfasst und ebenfalls direkt an die Messanlage weitergegeben, so dass ohne weiteres bis zu 170 Messungen pro Laststufe in wenigen Minuten abgewickelt werden. Zeitraubend ist lediglich das Anzeichnen von Rissen, das nach wie vor von Hand vorgenommen wird.

3. Versuchsprogramm

Wegen der verhältnismässig hohen Betonzugfestigkeit ($1/5$ der Druckfestigkeit) und wegen Unsicherheiten im Verbundverhalten wird darauf verzichtet, mit Hilfe von Ähnlichkeitsgesetzen der Modellstatik allgemeine quantitative Erkenntnisse zu gewinnen. Es werden vielmehr stets zwei (oder mehr) Versuche gefahren, die sich nur in einem wesentlichen Parameter unterscheiden, nämlich der Bewehrungsanordnung oder der Spanngliederführung. Die Ergebnisse werden qualitativ beurteilt und bei den folgenden Platten mitverwendet, solange, bis sich allgemeine Regeln herauskristallisieren, die dann mit Hilfe von wenigen Grossversuchen bestätigt werden sollen.

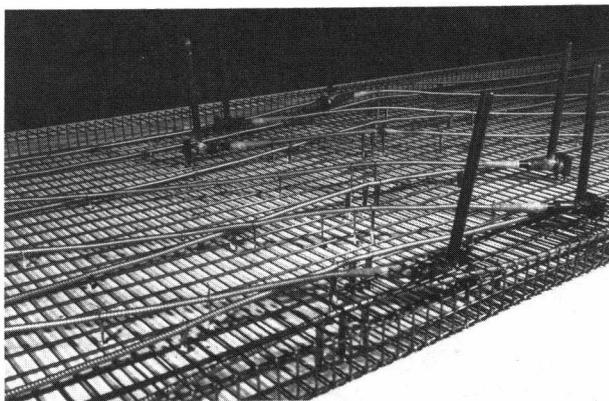


Fig. 6
 Platte DB 4: sich kreuzende Spannglieder.
 Dalle DB 4: croisements de câbles.
 Slab DB 4: crossing of tendons.

Measurements were taken electronically with load-cells (support reactions), inductive displacement transducers (deflections) and strain-gauges (on concrete, reinforcement and prestressing wires) and all data was automatically recorded by a mini-computer on magnetic tape and punch-tape (as well as giving a printed-output during the course of the experiments), so that the results could be directly transferred to the main computer. In the regions where fissuration was expected, strain measurements were made mechanically using extensometers, the output of which was recorded automatically, so that for each load increment up to 170 measurements could be taken in a matter of minutes. The crack pattern was marked by hand as it developed, which proved rather time consuming.

3. Research program

Due to the relatively high concrete tensile strength ($1/5$ of the compressive strength) and the uncertainty of the bond characteristics, it was not intended to achieve quantitative similitude between the test

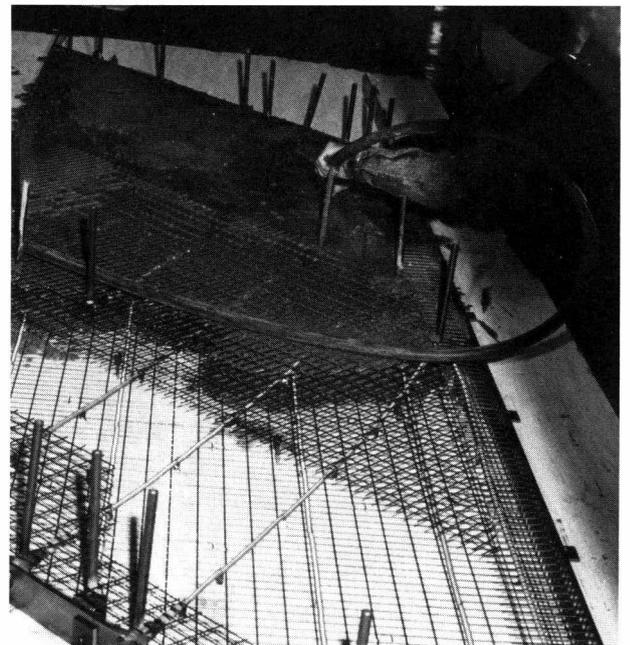


Fig. 7
 Platte DB 4 beim Betonieren.
 Dalle DB 4: vue pendant le bétonnage.
 Slab DB 4 during concreting.

Zu Beginn der Untersuchung wurden 4 nicht vorgespannte Einfeldplatten (Schiefe 45°) eingeschaltet, die sich nur durch die Richtung der Bewehrungsscharen voneinander unterschieden, welche mit den Plattenrändern folgende Winkel einschlossen: 0°/90°, 15°/75°, 30°/60°, 45°/45°. Nach der Plastizitätstheorie ergibt sich jeweils die gleiche Traglast, was durch die Versuche bestätigt wurde, sofern nicht vorzeitig örtliches Schubversagen im Bereich der stumpfen Ecken auftrat: im Vergleich zu den vorgespannten Platten mussten hier die Rand- und Eckbewehrungen wesentlich mehr verstärkt werden. Das Hauptmerk der Forschung liegt auf dem Gebiete des Spannbetons; Tabelle 1 gibt den gegenwärtigen Stand wieder:

Anzahl der Felder	Plattenschiefe (spitzer Winkel)		
	45°	30°	15°
1	DB 1/2 →	← DB 9/10	DB 11/12
2	DB 3/4 →		
3	↓		

Tabelle 1
Versuche an vorgespannten Platten
(→ zeigt die nächsten Versuchskörper an).

Bei späteren Versuchen sollen dann auch die geometrischen Abmessungen mehr variiert werden, z. B. das Verhältnis von Plattenbreite zu Spannweite oder durch Anordnen von Versteifungsträgern am freien Rand.

4. Versuchsergebnisse

Obwohl die Versuchsreihe noch längst nicht abgeschlossen ist, können schon einige anschauliche Einzelergebnisse mitgeteilt werden.

Versuchsplatten		Traglast Q_u [kN]		Versuch Rechnung
DB	λ	Rechnung	Versuch	
1	0,63	100	122	1,22
2	0,67	112	117	1,04
3	0,50	410	436	1,06
4	0,55	412	417	1,01
9	0,36	144	147	1,02
10	0,44	151	159	1,05

Tabelle 2
Vergleich der erreichten mit den rechnerischen Traglasten

$$(\lambda = \frac{\text{Fliesskraft Spannglieder}}{\text{gesamte Fliesskraft}} = \text{mech. Vorspanngrad}).$$

models and full-scale slabs; instead, parallel tests were carried out on two (or more) models with different patterns of reinforcement or prestressing cables, and the qualitative comparison of these results was used in the following tests and will allow general conclusions to be drawn, which should later be confirmed by full-scale tests.

The start of the research program involved the testing of 4 unprestressed single-span slabs with a skew of 45°. The effects of different orientations of the reinforcement mesh was investigated by choosing the following angles between the slab edges and the direction of main reinforcement: 0°/90°, 15°/75°, 30°/60°, 45°/45°. According to plastic analysis, the ultimate load should be the same, provided that local shear in the region of the obtuse corners does not become the governing factor beforehand: in comparison to the prestressed slabs, it was necessary to increase the edge and corner reinforcement substantially.

The major part of the research was concerned with prestressed concrete slabs; table 1 shows the tests so far completed:

Number of spans	Angle of skew (acute angle)		
	45°	30°	15°
1	DB 1/2 →	← DB 9/10	DB 11/12
2	DB 3/4 →		
3	↓		

Table 1
Details of prestressed slabs tested
(→ shows the forthcoming tests).

In later tests it is intended to further vary the geometric parameters; e. g. the slab width to span ratio or by adding stiffeners to the free edges.

4. Experimental results

Although the research program is far from being completed, certain conclusions can already clearly be drawn.

Test slab		Ultimate load Q_u [kN]		Experimental Theoretical
DB	λ	Theoretical	Experimental	
1	0.63	100	122	1.22
2	0.67	112	117	1.04
3	0.50	410	436	1.06
4	0.55	412	417	1.01
9	0.36	144	147	1.02
10	0.44	151	159	1.05

Table 2
Experimental and theoretical ultimate loads for each slab

$$(\lambda = \frac{\text{yield strength of tendons}}{\text{total yield strength}} = \text{mechanical degree of prestress}).$$

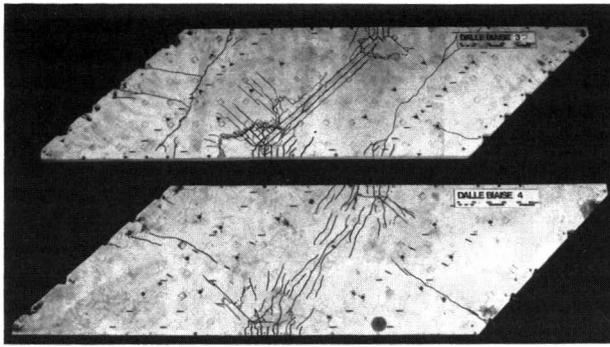


Fig. 8
Platten DB 3 und DB 4: Bruchrissbild an Oberseite.
Dalles DB 3 et DB 4: fissuration après rupture de la face supérieure.
Slab DB 3 and DB 4: crack pattern at ultimate on top face.

4.1 Einfeldplatten (45°) DB 1 und DB 2

Die beiden Versuchskörper unterschieden sich lediglich durch die Anordnung der Spannglieder im Grundriss: bei DB 1 verliefen alle 10 Spannglieder mit gleichem Abstand untereinander parallel zum freien Rand, bei DB 2 waren die Spannglieder von den stumpfen Ecken ausgehend fächerartig eingebaut (Fig. 3).

Obwohl die rechnerische Traglast nach Bruchlinientheorie von DB 1 deutlich geringer war als diejenige von DB 2, haben im Versuch beide Platten praktisch die gleichen Werte erreicht, was auf beträchtliche Tragreserven in der ersten Platte schließen lässt. An den freien Rändern waren die Durchbiegungen etwa gleich, in Feldmitte verformte sich DB 2 deutlich weniger als DB 1.

Die zwei freien Ränder derselben Platte hatten verschiedene Biegelinien: an einer stumpfen Ecke war jeweils eine zusätzliche obere Bewehrung eingelegt worden, wodurch sich der anschließende Rand weniger durchbog als der gegenüberliegende.

Bei den gemessenen Auflagerreaktionen von DB 2 fällt auf, dass sich das 2. Lager (von der stumpfen Ecke aus gezählt) bei hohen Laststufen der Kraftaufnahme immer mehr entzog (unter 70% von Q_U betrug die Auflagerkraft rund 5 kN, unter Q_U nur noch rund 3 kN).

4.2 Zweifeldplatten (45°) DB 3 und DB 4

Die 12 Spannglieder waren einmal in einer Schar, einmal in zwei Scharen angeordnet (Fig. 4). Im Längsschnitt verliefen sie parabelförmig mit einer Gegenkrümmung über der Zwischenunterstützung (Fig. 5); DB 4 verlangte besondere Sorgfalt beim Einbauen der Kabel (Fig. 6) und beim Betonieren (Fig. 7).

Beide Platten versagten auf Biegung; erst in der Endphase, als durch das Ausfahren der Pressen die

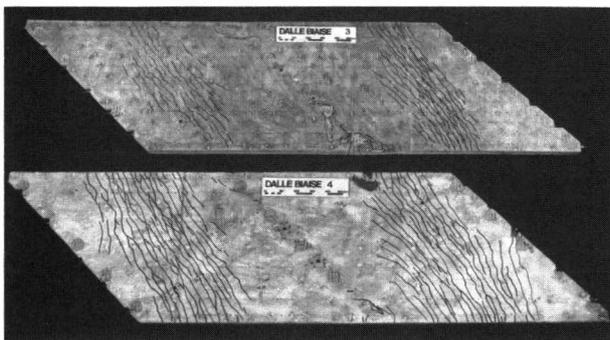


Fig. 9
Platten DB 3 und DB 4: Bruchrissbilder an Unterseite.
Dalles DB 3 et DB 4: fissuration après rupture de la face inférieure.
Slabs DB 3 and DB 4: crack pattern at ultimate on bottom face.

4.1 Single-span slabs (45°) DB 1 and DB 2

These two test specimens could be distinguished by the arrangement of tendons in plan: in DB 1, all 10 tendons were arranged with equal spacing, parallel to the free edge, in DB 2, all the tendons fanned out from the obtuse corners (fig. 3).

Despite the fact that the ultimate load, calculated by yieldline theory, of DB 1 was clearly less than that of DB 2, the test results for ultimate load of the two slabs were practically the same, which implies considerable reserves of strength in the first slab. The

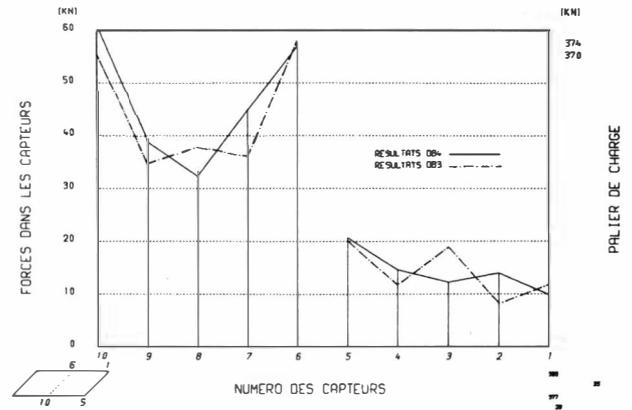


Fig. 10
Platten DB 3 und DB 4: Auflagerkräfte kurz vor Bruch.
Dalles DB 3 et DB 4: réactions d'appui ultimes.
Slabs DB 3 and DB 4: support forces near to ultimate.

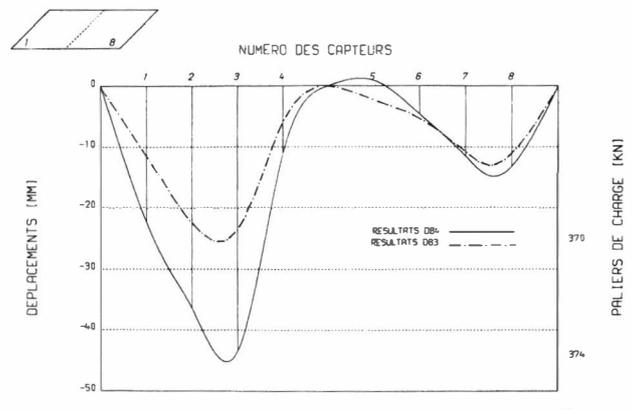


Fig. 11
Platten DB 3 und DB 4: Durchbiegungen des freien Randes kurz vor Bruch.
Dalles DB 3 et DB 4: déformation ultime du bord libre.
Slabs DB 3 and DB 4: deflection of free edge near to ultimate.

deflection of the free edges was also about the same, however in the central region, DB 2 showed clearly less deflection than DB 1.

The two free edges of the same slab showed different deflected shapes: in one of the obtuse corners, additional upper reinforcement had been placed, as a consequence the edge associated with this corner exhibited less bending than the opposite edge.

From the measured support reactions it became apparent that for high loadings the second support (counting from the obtuse angle) took a decreasing load (at 70% of Q_U , this support reaction was about 5 kN, at Q_U it was only about 3 kN).

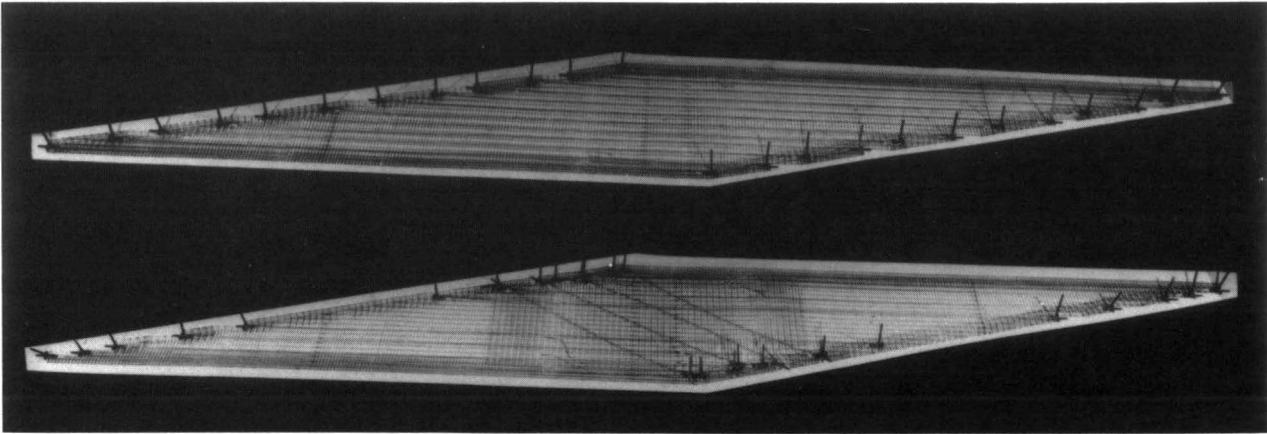


Fig. 12
 Platten DB 9 und DB 10: untere Bewehrung und Spannglieder.
 Dalles DB 9 et DB 10: armature inférieure et câbles.
 Slabs DB 9 and DB 10: lower reinforcement and tendons.

Platten nur noch weiter verformt wurden (ohne Laststeigerung), stanzten sich die Lagerplatten in den Betonkörper ein. Die Rissbilder lassen erkennen, dass sich bei DB 3 sowohl oben (Fig. 8) als auch unten (Fig. 9) deutlichere Bruchlinien ausbildeten, während sich bei DB 4 die Risse (mit geringeren Rissbreiten) über einen grösseren Bereich erstreckten. Die in den Feldbereichen an der Oberseite von Platte DB 3 (Fig. 8) aufgetretenen Risse bedürfen einer zusätzlichen Erklärung: ein Riss stammt aus einer Teilflächenlast (Nachbarfeld!), der andere kennzeichnet die kurz vor dem Abplatzen stehende Betondruckzone.

Die in Nähe der rechnerischen Bruchlast gemessenen Auflagerreaktionen (Fig. 10) bestätigen, dass bei DB 3 der Mittelstreifen im Bereich der Plattenlängsachse noch mehr Last aufnimmt, während sie bei DB 4 eher über die stumpfen Ecken abgetragen wird.

Deutliche Unterschiede zeigen die Biegelinien des freien Randes kurz vor Erreichen der Traglast (Fig. 11): die maximale Durchbiegung von DB 3 betrug nur etwa 55% derjenigen von DB 4, die in diesem Bereich durch die Wegnahme von Spanngliedern ja auch merklich geschwächt war.

4.3 Einfeldplatten (15°) DB 9 und DB 10

Mit diesem Plattenpaar wurde ein Grenzfall der in der Baupraxis vorkommenden schiefwinkligen Kreuzungen untersucht, der auch an die Modelltechnik hohe Anforderungen stellte. Wieder wurde nur die Spanngliederanordnung variiert (Fig. 12): DB 9 mit 12 parallel zum freien Rand verlaufenden, gleichförmig verteilten Kabeln; DB 10 mit 10 entsprechenden

4.2 Two-span slabs (45°) DB 3 and DB 4

In slab DB 3, the 12 tendons were all arranged in the same manner, running parallel to the free edges. In DB 4 the 12 tendons were arranged in two directions, six tendons running parallel as in DB 3 and the other tendons were orientated almost perpendicular to supported edges (fig. 4). In longitudinal section the tendons were in the trace of parabolae with a counter flexure over the intermediate support (fig. 5); DB 4 required special care in the placing of the cables (fig. 6) and in concreting (fig. 7).

Both slabs failed in bending; in the final phase, the jacks continued to descend and to deform the slab (with no increase in load) until finally the supports actually punched into the concrete. From the crack patterns it can be seen that for DB 3 obvious yield-lines formed on the upper (fig. 8) as well as the lower face (fig. 9), whilst for DB 4 the cracks (which were of smaller width) spread over a much wider area. The crack lines which can be seen in the mid-span regions of the upper face of DB 3 (fig. 8) can be explained as follows: one crack line is due to a partial loading (of the neighbouring span!), the other appeared shortly before spalling of the concrete compressive zone.

The measured support reactions approaching the ultimate load (fig. 10) confirm that for DB 3, at the middle strip in the longitudinal sense more load is taken, whereas for DB 4 more of the load is carried across the shorter spans.

A clear difference can be seen between the deflections of the free edges shortly before ultimate (fig. 11):

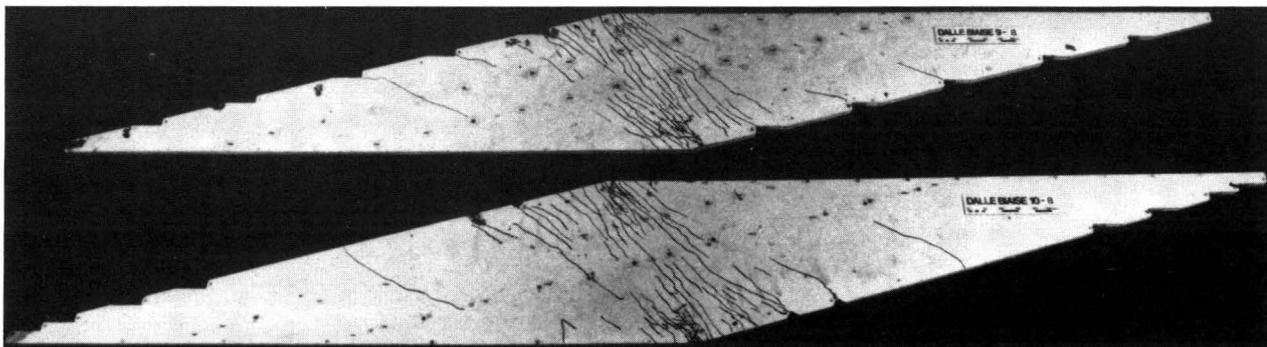


Fig. 13
 Platten DB 9 und DB 10: Bruchrissbild an Oberseite.
 Dalles DB 9 et DB 10: fissuration après rupture de la face supérieure.
 Slabs DB 9 and DB 10: crack pattern at ultimate on top face.

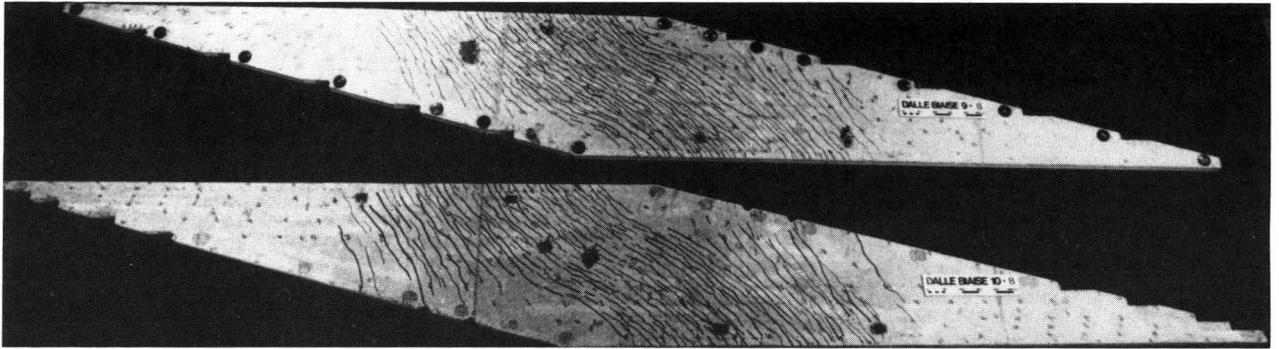


Fig. 15
 Platte DB 10: Verformung kurz vor Erreichen der Traglast.
 Dalle DB 10: déformation près de sa charge ultime.
 Slab DB 10: deformation near to ultimate load.

Kabeln, die in zwei Tragstreifen zu den freien Rändern hin konzentriert und mit 4 kurzen, die Bereiche der stumpfen Ecken verbindenden Spanngliedern kombiniert wurden. Die im Bild nicht festgehaltene obere schlaife Bewehrung verlief i. w. parallel zur rund 8 m langen Hauptdiagonalen und erstreckte sich links und rechts der kurzen Diagonalen auf eine Gesamtlänge von 2 m.

Während die Bruchrissbilder auf der Plattenoberseite (Fig. 13) wie erwartet keine wesentlichen Unterschiede aufweisen, kann aus Fig. 14 für die Plattenunterseite eine bedeutend feinere Risseverteilung für DB 9 abgelesen werden. Wie schon bei DB 3 und DB 4 ergab bei ausgeprägtem Rissbild die Platte mit ausschliesslich zum freien Rand parallelen Spanngliedern (DB 9) geringere Durchbiegungen, der Unterschied war jedoch nicht mehr so gross: am freien Rand kurz vor Bruch $a_9 \approx 70$ mm gegenüber $a_{10} \approx 90$ mm; in Plattenmitte betrug die zugehörige Durchbiegung jeweils lediglich 20 mm, so dass sich eine sehr starke sattelförmige Verwindung der Versuchskörper einstellte (Fig. 15).

Beim Nachrechnen der im Versuch erreichten Traglasten wurde mit dem in Fig. 16c dargestellten Bruchmechanismus für DB 9/10 gute Übereinstimmung erzielt, während bei Annahme einer Bruchlinie entsprechend Fig. 16a, die für die Platten DB 1 und DB 2 durchaus gerechtfertigt war, die Traglast weit überschätzt wird. Bei DB 9 und DB 10 wirkt der steife Tragstreifen zwischen den stumpfen Ecken nämlich jeweils als Auflager für die beidseitig anschliessenden Plattenteile, so dass z. B. bei Vollast von einem eingespannten Rand der beiden Dreiecksplatten links und

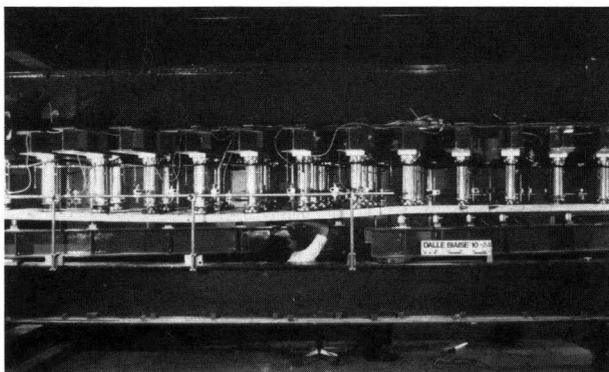


Fig. 14
 Platten DB 9 und DB 10: Bruchrissbild an Unterseite.
 Dalles DB 9 et DB 10: fissuration après rupture de la face inférieure.
 Slabs DB 9 and DB 10: crack pattern at ultimate on bottom face.

the maximum deflection of DB 3 was only about 55 % of that of DB 4, which was weaker in this region due to its cable configuration.

4.3 Single-span slabs (15°) DB 9 and DB 10

These two slabs represented a limit case of the possible skew of slabs encountered in practical construction. They also required a very high standard of model technology. Again, only the cable arrangement was varied between the two slabs (fig. 12): DB 9 had 12 equally spaced tendons spanning parallel to the free edge, DB 10 contained two groups of 5 cables as before, but more concentrated along each of the free edges, and another group of 4 shorter cables placed across the short span between the obtuse corners. What is not shown in the figure, is the upper reinforcement which was subsequently placed parallel to the ≈ 8 m long diagonal over a total length of 2 m.

During the ultimate crack formation on the upper face (fig. 13), no appreciable difference between the slabs could be observed, but on the lower face much finer crack pattern was observed for DB 9. As had already been established for DB 3 and DB 4, after the complete formation of the crack patterns, the slabs with prestressing tendons exclusively along the free edges (DB 9) showed smaller deflections. However, for these slabs the difference was not so pronounced: the deflections of the free edges shortly before ultimate were $a_9 \approx 70$ mm as opposed to $a_{10} \approx 90$ mm; in the middle of each slab the deflection was only about 20 mm which resulted in a saddle-shaped deformation of the slabs as a whole (fig. 15).

On checking the observed ultimate load with the rupture mechanism according to fig. 16c, one can see a good correspondence; whilst the anticipated yield-line shown in fig. 16a was valid for DB 1 and DB 2, it was not valid for DB 9 and DB 10, and a calculation based upon that assumption would give for the latter a vast overestimate of the ultimate load. In DB 9 and DB 10 the stiff load carrying strip between the obtuse angles acts as a fixed support for the two halves of the slab it connects, so when the slab is uniformly loaded it behaved very much as if it were two triangular slabs with a common fully restrained edge along the short diagonal.

It can be seen from fig. 17, that despite the small deflection of the load strip between the obtuse corners, it is a region of high forces: the strains in the prestressing tendons across the short diagonal clearly show higher values than those running along the free edges; the effectiveness of the bonding is also

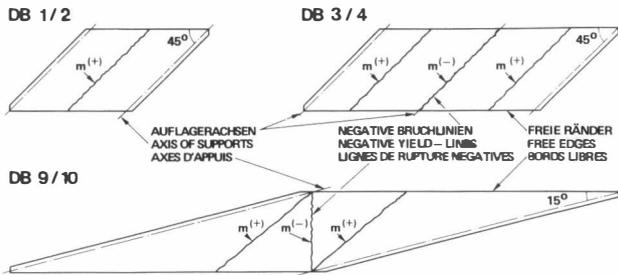


Fig. 16
Mögliche Bruchmechanismen bei schiefen Platten.
Mécanismes de rupture de dalles biaisées.
Possible yield-line patterns of skew slabs.

rechts der kurzen Diagonalen ausgegangen werden darf.

Aus Fig. 17 geht hervor, dass im Tragstreifen zwischen den stumpfen Ecken trotz verhältnismässig geringer Durchbiegungen grosse Kräfte wirken: die Spannstahldehnungen lagen hier deutlich über den Werten für das Randspannglied, dessen Verbund im übrigen gut funktioniert, wie die unterschiedlichen Messwerte an zwei verschiedenen Stellen desselben Kabels zeigen.

5. Schlussbemerkungen

Im vorstehenden Bericht wurde es bewusst vermieden, mitten aus einer laufenden Forschungsarbeit heraus bereits verallgemeinernde Schlüsse zu ziehen. Die bisherigen Ergebnisse lassen aber jetzt schon hoffen, dass bei weiterem Schürfen interessante Aussagen über das generelle Tragverhalten schiefer Platten unter Gebrauchs- und Bruchlast gemacht und zweckmässige Bewehrungs- und Spanngliedführungen abgeleitet werden können.

Abschliessend sei der Firma «Stahlton» und ganz besonders der «Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschungen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten» für die grosszügige Förderung des Forschungsvorhabens gedankt, mit deren Hilfe die günstigen Möglichkeiten an der ETH Lausanne vorteilhaft ergänzt werden können.

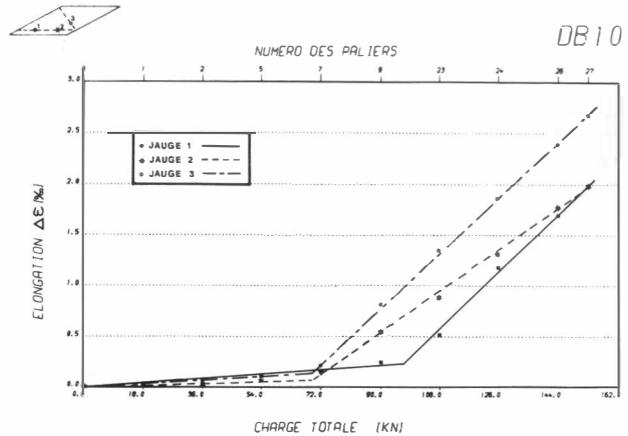


Fig. 17
Platte DB 10: Spannstahldehnungen infolge Last.
Dalle DB 10: déformations relatives dues aux charges dans l'acier de précontrainte.
Slab DB 10: Elongation of prestressing steel due to load.

apparent, as different values of strain were measured at different points along the same cable.

5. Closing Remarks

In the above report, it has not been attempted to draw any broad general conclusions concerning an experimental program which is still continuing. The results so far, already offer the hope that, through further investigations, some interesting facts concerning the structural behavior of skew slabs under serviceability and ultimate loads can be deduced and that some useful advice can be offered concerning the best arrangement of reinforcement and prestressing tendons for skewed members.

In closing, the author would like to express his thanks to the firm of «Stahlton» and especially to the «Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschungen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten» for their donation of funds which complete adequately the facilities at the Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne.

Kosten- und Massenvergleich für einige neue Autobahnbrücken in der Schweiz

C. Menn, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich

1. Einleitung

Das schweizerische Nationalstrassennetz umfasste Ende 1980 insgesamt 1170 km; davon entfielen 880 km auf vier- und sechsspurige Autobahnen und 290 km auf nicht richtungstrennte Autostrassen. Für dieses Strassennetz wurden 2640 Brücken mit einer Länge von 207 km und einer Fläche von 3 290 000 m² erstellt.

Der weitaus grösste Teil dieser Brücken wurde in Spannbeton, normalerweise als Durchlaufträger mit Kastenquerschnitt, ausgeführt. Inzwischen liegen bezüglich Projektierung, Ausführung, Betrieb und Unterhalt der zahlreichen Brücken viele wertvolle Erfahrungen vor, die massgebend zum heute erreichten, relativ hohen Stand der Brückenbautechnik in der Schweiz beitragen.

Bei der Projektierung neuer Brücken spielen Unterhalt und Dauerhaftigkeit eine sehr wichtige Rolle; es wird deshalb auf die folgenden Aspekte grösstes Gewicht gelegt:

- Kräftige, reichlich bewehrte Querschnitte und sorgfältige konstruktive Durchbildung
- Einwandfreie Betontechnologie
- Hochwertige Fahrbahnabdichtung und starke Beläge
- Möglichst unterhaltsfreie mechanische Einrichtungen (Lager, Fugenkonstruktionen, Entwässerungen usw.).

Zurzeit ist die Südrampe der Gotthard-Autobahn das wichtigste im Bau befindliche Teilstück des Nationalstrassennetzes. Dieser Abschnitt erfordert die Erstellung zahlreicher, bis zu 950 m langer Brücken in zum Teil sehr schwierigem Gelände. Es handelt sich vorwiegend um Hangbrücken mit Spannweiten von 40 bis 90 m. Das bedeutendste Objekt ist indessen eine ca. 100 m hohe Talbrücke mit einer grössten Spannweite von 160 m.

Für diese Bauwerke wurde ein Kosten- und Massenvergleich durchgeführt. Obwohl die untersuchten Brücken bezüglich Topographie und Geologie unterschiedliche Verhältnisse aufweisen und für die Herstellung des Brückenüberbaus verschiedenartige Bauverfahren angewendet wurden, liefert der Vergleich interessante Hinweise in bezug auf konzeptionelle Gesichtspunkte bei der Projektierung von Strassenbrücken. Es ist allerdings zu beachten, dass bei den zum Teil sehr schwierigen topographisch-geologischen Verhältnissen der Kostenaufwand für Installationen und Foundationen grösser ist als im Normalfall.

2. Kostenvergleich

In der Tabelle 2 sind die prozentualen Anteile der Hauptpositionen an den gesamten Baukosten aufgeführt.

Comparison of costs and material quantities for some new highway bridges in Switzerland

C. Menn, Federal Technical University, Zurich

1. Introduction

The Swiss National Highway Network had a total length at the end of 1980 of 1170 km; this was made up of 880 km of four-lane and six-lane motorways and 290 km of two-way highways. For this road network 2640 bridges having a total length of 207 km and area of 3 290 000 m² have been constructed.

The great majority of these bridges were built in prestressed concrete, normally as continuous girders of box section. A very large amount of valuable experience has now been gained from the design, construction, operation and maintenance of these numerous bridges and has contributed substantially to the relatively high standard of bridge engineering which has today been reached in Switzerland.

In the design of new bridges maintenance and durability are of great significance; extreme importance is therefore attached to the following aspects:

- Sturdy, amply reinforced cross-sections and careful design
- Well-proven concrete technology
- High-quality waterproofing of the bridge deck and thick surfacings
- Mechanical equipment requiring minimal maintenance (bearings, joint structures, drainage, etc.).

The southern ramp of the Gotthard motorway is at present the most important section of the national highway network under construction. This section requires the building of numerous bridges of up to 950 m length, some of them in very difficult terrain. These are predominantly bridges on slopes with spans of 40 to 90 m. The most important project, however, is an approximately 100 m high viaduct with a maximum span of 160 m.

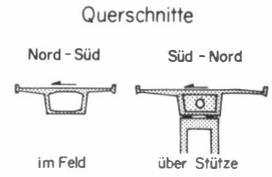
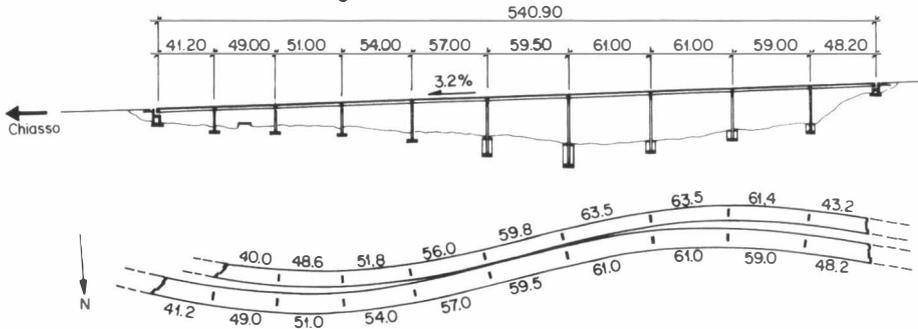
A comparison of costs and material quantities has been prepared for these structures. Although the bridges investigated present a wide variety of topographical and geological conditions and different construction procedures have been used for their superstructures, the comparison provides some interesting pointers in regard to the conceptual aspects in the design of highway bridges. It should be remembered, however, that on account of the sometimes very difficult topographical and geological circumstances the expenditure on installations and foundations is greater than in the normal case.

2. Cost comparison

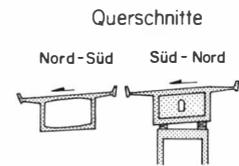
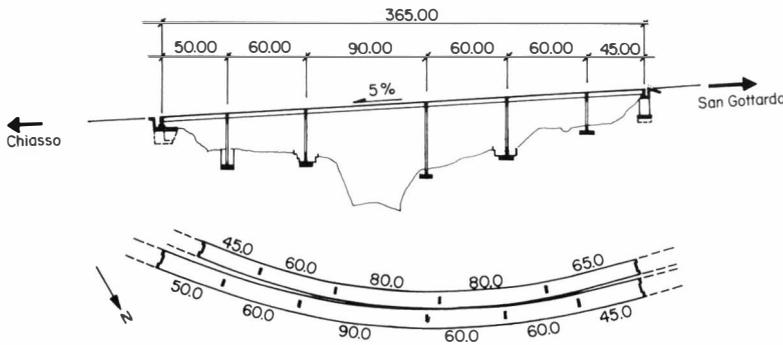
Table 2 shows, expressed as percentages, the main constituent items of the total construction costs.

The installation costs cover basically opening up the site, site equipment and general plant; on average they amount to 8.5 % and they cannot be much affected by the design (the Ruina viaduct is an exception

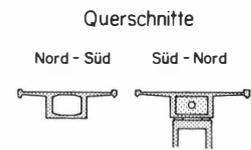
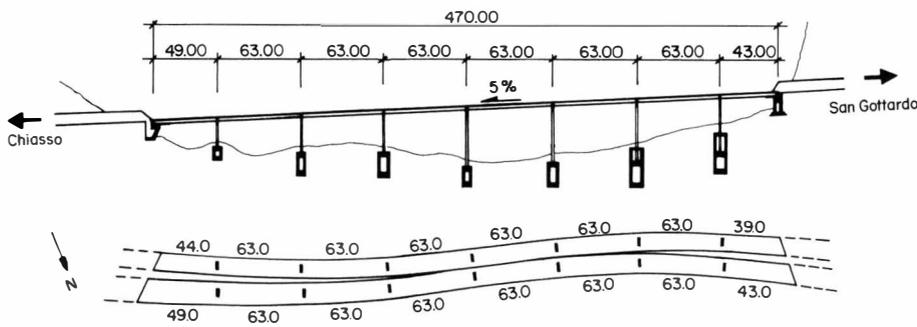
① Viadotto della Piota Negra



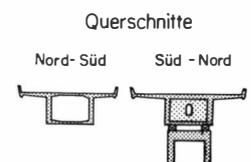
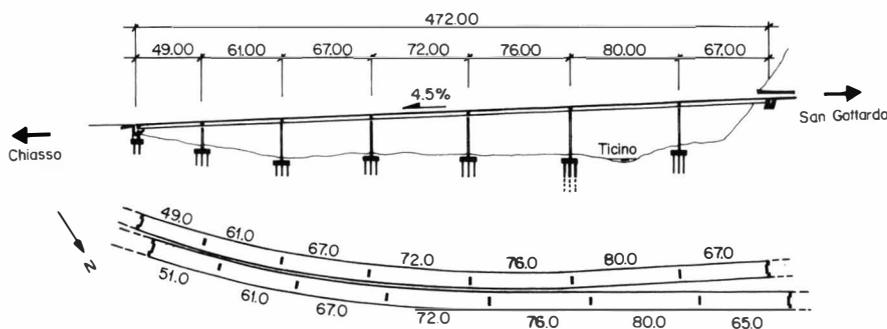
② Viadotto di Monte



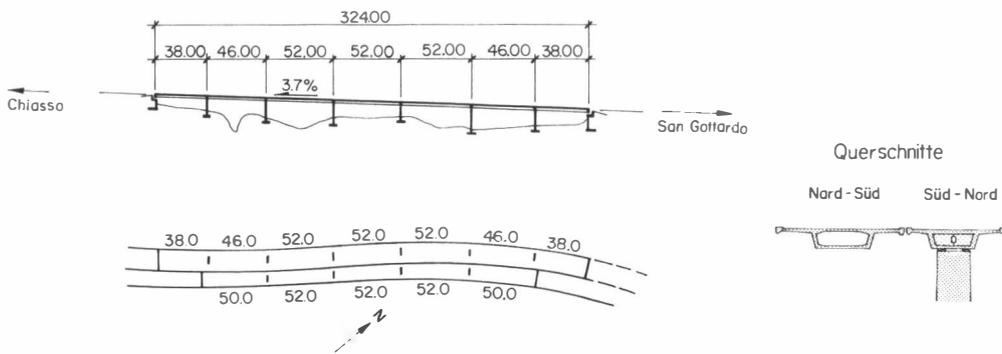
③ Viadotto di Traseggio



④ Viadotto di Saresc'



⑨ Viadotto di Costa Revoira



⑩ Viadotto di San Leonardo

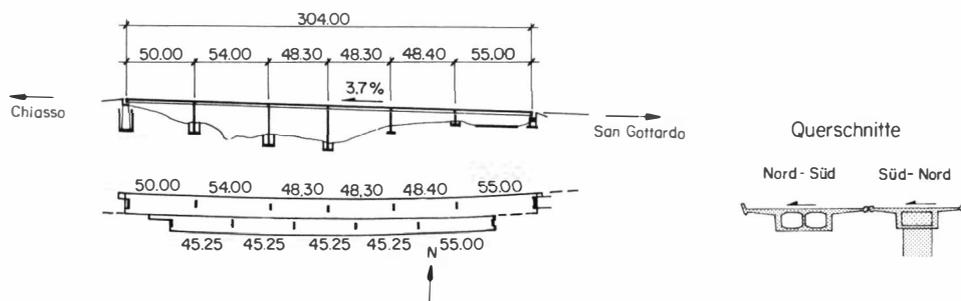


Fig. 1
Längsschnitt, Grundriss, Querschnitt der untersuchten Brücken.
Longitudinal section, plan and cross-section of the bridges investigated.

Tabelle 1
Hauptdaten der Brücken

Table 1
Principal data for the bridges

Brücke Nr. Bridge No.		L[m]	b[m]	A[m ²]	l _m [m]	l _m /h	Quervorspann Transverse Prestressing	Bauvorgang Construction Method
① Piota Negra	N-S	493,80	12,20	6 024	54,8	18,3	+	LG + NW
	S-N	546,10	15,60	8 519	54,4	18,1		
② Monte	N-S	335,40	12,14	4 071	67,3	16,8	+	LG
	S-N	369,74	13,89	5 135	62,5	15,6		
③ Traseggio	N-S	461,30	12,40	5 720	58,4	18,8	+	LG + NW
	S-N	469,74	14,15	6 646	59,2	19,1		
④ Saresc'	N-S	475,80	12,14	5 776	68,1	17,7	+	LG
	S-N	475,80	13,89	6 608	68,0	17,7		
⑤ Ruina		788,82	25,65	20 233	53,1	14,0	+	VG + NW
⑥ Biaschina	N-S	583,80	12,14	7 087	122,3		0	F
	S-N	647,70	13,89	8 996	116,0			
⑦ San Pellegrino	N-S	865,00	12,02	10 397	57,9	16,5	0	VG
	S-N	952,00	13,32	12 680	58,9	16,8		
⑧ Ronchi	N-S	584,20	13,45	8 052	58,0	18,1	+	LG
	S-N	545,50	12,15	6 627	54,8	17,1		
⑨ Costa Revoira	N-S	324,60	15,70	5 096	46,7	19,5	+	LG
	S-N	258,60	12,15	3 141	51,2	21,3		
⑩ San Leonardo	N-S	306,07	15,07	4 612	50,7	21,1	+	LG + NW
	S-N	239,53	12,04	2 883	47,4	19,8		

$$l_m = \sqrt{\frac{\sum l_i^2}{n}}$$

l_i = Spannweite
Span
n = Anzahl Felder
No. of spans

+ = mit Quervorspannung
with transverse prestressing
0 = ohne Quervorspannung
without transverse prestressing

LG = Lehrgerüst
Falsework
NW = Konsolen nachträglich mit Konsolenwagen angebracht
Lateral cantilevers constructed later using cantilever trolleys
VG = Vorschubgerüst
Travelling gantry
F = Freivorbau
Free cantilevering

Die Installationskosten umfassen im wesentlichen die Erschliessung, Baustelleneinrichtungen und Geräte; sie betragen durchschnittlich 8,5% und lassen sich durch die Projektkonzeption kaum beeinflussen (Der Viadotto Ruina fällt aus dem Rahmen, weil die Installationen zugunsten der Einheitspreise hoch offeriert wurden).

Der Kostenanteil für den Brückenausbau beträgt im Mittel 15,5% der Gesamtkosten und ist damit höher als bei älteren Brücken. Dies ist darauf zurückzuführen, dass für die im Brückenausbau enthaltenen Positionen – Fahrbahnabdichtung, Belag, Entwässerung, Lager, Fugenkonstruktionen usw. – heute nur noch qualitativ sehr hochwertige Produkte verwendet werden. Die Erfahrung hat gezeigt, dass Mängel im Brückenausbau schon nach kurzer Zeit zu schwerwiegenden Schäden und kostspieligen Reparaturen führen können.

Der Kostenaufwand für den Brückenunterbau ist durchschnittlich etwas grösser als ein Drittel der Rohbaukosten (Unter- und Überbau). Die Fundationen erfordern einen etwa viermal höheren Aufwand als die Pfeiler. Es lohnt sich deshalb, das Fundationskonzept sehr sorgfältig abzuklären; andererseits fällt eine kräftige Pfeilerbewehrung zur Gewährleistung eines einwandfreien Verhaltens bei unvorhergesehenen Zwängungsbeanspruchungen kaum ins Gewicht.

Die Kosten für den Brückenüberbau umfassen einerseits die «temporären» Aufwendungen für Lehrgerüst und Schalung und andererseits die «bleibenden» Anteile für Beton und Stahl. Sie betragen nahezu zwei Drittel der Rohbaukosten bzw. die Hälfte der

because the installations were priced high in the bid and counterbalanced by low unit prices).

The cost component for bridge additional items amounts on average to 15.5% of the total cost and is thus higher than in earlier bridges. This is attributable to the fact that for the items included under this heading – waterproofing of bridge deck, surfacing, drainage, bearings, joint structures, etc. – only very high quality products are now used. Experience has shown that defects in additional items can very rapidly lead to serious damage and necessitate expensive repairs.

The figure for the bridge substructure is generally somewhat higher than one-third of the total cost for the basic structure (substructure and superstructure). The cost for the foundations is approximately four times that for the piers. It pays, therefore, to carry out the foundation design with extreme care and thoroughness; on the other hand, heavy pier reinforcement for assuring satisfactory behaviour under unforeseen constraint stresses has only a small influence on the cost.

The costs for the bridge superstructure comprise, on the one hand, the «temporary» expenditure on falsework and formwork and, on the other hand, the «permanent» components for concrete and reinforcement. They amount to almost two-thirds of the basic structural costs or one-half of the total costs. The ratio between the temporary and permanent components varies very widely (0.4 to 1.0). This is attributable partly to the difficult topographical conditions and partly to extensive protective scaffolding for the railway and existing road.

Tabelle 2
Kostenaufteilung und Kostenvergleich

Table 2
Breakdown and comparison of costs

	Brücke Nr. Bridge No.	Bauinstallationen Installations	Brückenunterbau Bridge substructure		Brückenüberbau Bridge superstructure				Brückenausbau Additional items	Total
			Erdarbeiten Fundamente Widerlager Earth moving Foundations Abutments	Pfeiler Piers	Lehrgerüst Schalung Falsework Formwork	Beton Concrete	Betonstahl Reinforcing steel	Spannstahl Prestressing steel		
N ↓ S Valle Leventina	① Viadotto della Piota Negra	7,9	33,5		42,5				16,1	100
			25,3	8,2	16,3	5,6	9,6	11,1		
	② Viadotto di Monte	10,3	26,2		46,4				17,1	100
			19,4	6,8	20,8	6,4	8,9	10,3		
	③ Viadotto di Traseggio	8,5	30,9		46,8				13,8	100
			25,7	5,2	19,8	6,2	8,5	12,4		
	④ Viadotto di Saresc'	6,4	32,4		48,2				13,0	100
		28,1	4,3	14,8	7,0	11,5	15,0			
Monte Ceneri	⑤ Viadotto di Ruina	21,7	17,5		39,8				21,0	100
			15,0	2,5	13,2	6,1	7,3	13,1		
	⑥ Viadotto della Biaschina	10,3	29,3		43,9				16,5	100
			19,9	9,4	13,9	8,3	9,3	12,4		
	⑦ Viadotto di San Pellegrino	8,9	28,7		44,8				17,6	100
			24,6	4,0	17,5	8,3	8,8	10,1		
	⑧ Viadotto dei Ronchi	5,0	21,4		56,9				16,7	100
		16,8	4,6	18,8	8,2	15,5	14,4			
Monte Ceneri	⑨ Viadotto di Costa Revoira	6,6	22,2		55,0				16,2	100
			18,3	3,9	19,4	7,2	13,2	15,1		
	⑩ Viadotto di San Leonardo	11,3	24,2		49,4				15,1	100
		20,9	3,3	24,7	5,7	9,2	9,8			

Gesamtkosten. Das Verhältnis zwischen den temporären und bleibenden Anteilen variiert sehr stark (0,4 bis 1,0). Dies ist teils auf die schwierigen topographischen Verhältnisse und teils auf umfangreiche Schutzgerüste für Bahn und bestehende Strasse zurückzuführen.

3. Massenvergleich

In den Bildern 2, 3 und 4 ist die mittlere Betonstärke sowie der Aufwand für Betonstahl und Spannstahl pro m² Brückenfläche in Funktion der mittleren Spannweite $l_m = \sqrt{\frac{\sum l_i^2}{n}}$ (n = Anzahl Felder) dargestellt.

Bei quer vorgespannten Brücken wurde der Spannstahlaufwand in Querrichtung dem Festigkeitsverhältnis f_{py}/f_{sy} entsprechend zum Betonstahl hinzugefügt. Soweit die Unterlagen vorhanden waren, ist der Aufwand für die verschieden breiten Träger der Nord-Süd- und Süd-Nord-Spur getrennt dargestellt.

Die Freivorbaubrücke (6) ist ein Sonderfall. Hier wurde der Aufwand für die ganze Brücke (mittlere Spannweite 116 m) und die Hauptöffnung (Spannweite 160 m) getrennt ermittelt und aufgezeichnet. Generell zeigt sich, dass Freivorbaukonstruktionen bei grossen Spannweiten einen verhältnismässig kleinen Massenaufwand erfordern.

Im Vergleich zu älteren Brücken weisen die untersuchten neuen Bauwerke etwas mehr Beton und wesentlich mehr schlaufe Bewehrung auf. Der Aufwand für die Spannbewehrung ist dagegen eher kleiner, was hauptsächlich auf die gross gewählte Trägerhöhe zurückzuführen ist.

4. Schlussfolgerungen

Alle grösseren Brücken der Gotthard-Südrampe sind als Durchlaufträger mit Kastenquerschnitt ausgebildet. Die Bauhöhe des Trägers ist relativ gross; das Verhältnis l_m/h beträgt durchschnittlich etwa 17,5;

3. Comparison of material quantities

Figures 2, 3 and 4 show the average concrete thickness and the amount of reinforcing steel and post-tensioning steel per m² of bridge area as a function

of the average span $l_m = \sqrt{\frac{\sum l_i^2}{n}}$ (n = number of

spans). For transversely prestressed bridges the quantity of post-tensioning steel in the transverse direction has been added to the reinforcing steel in a proportion given by the strength ratio f_{py}/f_{sy} . The quantities for the different widths of bridge girder for the north-south and south-north carriageways have been shown separately, where this information was available.

The free cantilevered bridge (6) is a special case. Here the quantities for the entire bridge (average span 116 m) and for the main opening (span 160 m) have been calculated and plotted separately. It is generally found that free cantilevered structures for large spans require comparatively small quantities of materials.

By comparison with earlier bridges, the new structures investigated here comprise somewhat more concrete and substantially more ordinary reinforcement. The quantity of post-tensioned reinforcement is, by contrast, somewhat smaller; this can be attributed mainly to the large depth chosen for the bridge girder.

4. Conclusions

All the larger bridges of the Gotthard Southern Ramp are continuous girders of box-section. The depth of the girder is relatively large; the ratio l_m/h on average is approximately 17.5, but this does not mean that long bridges are by any means heavy. The quantity of post-tensioning steel used is moderate with this low slenderness ratio and the bridge girder exhibits high stiffness. The quantity of ordinary reinforcement is in some cases very high. Certainly some savings

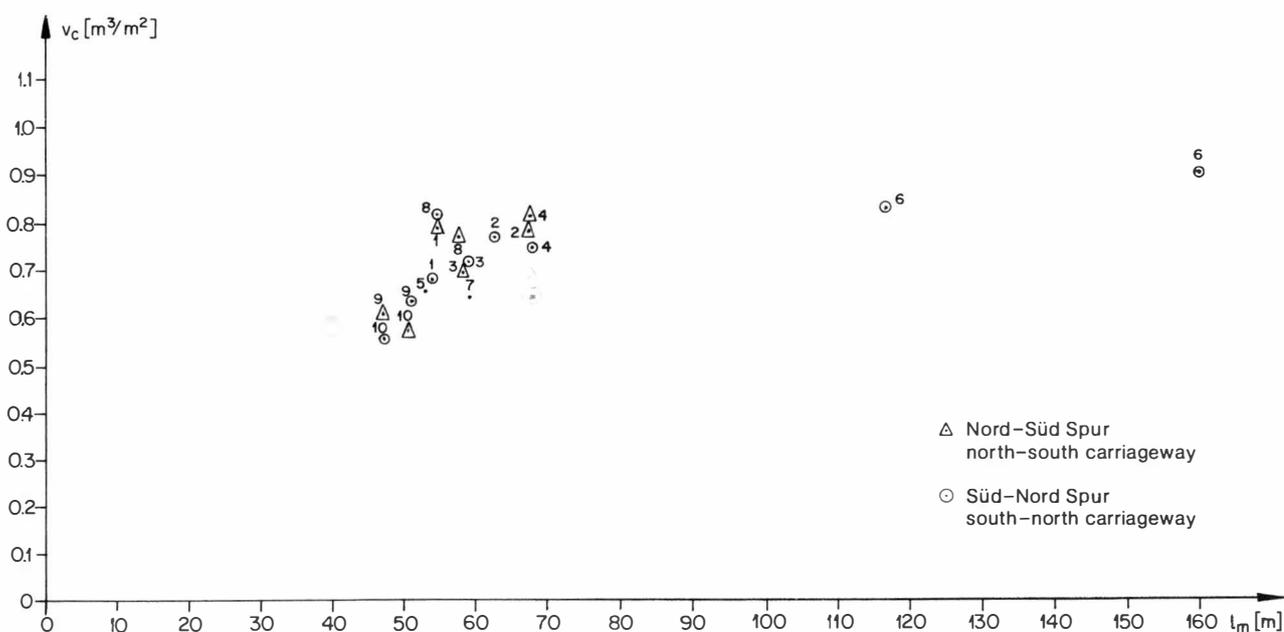


Fig. 2
Betonvolumen pro m² - Brückenfläche.
Volume of concrete per m² of bridge area.

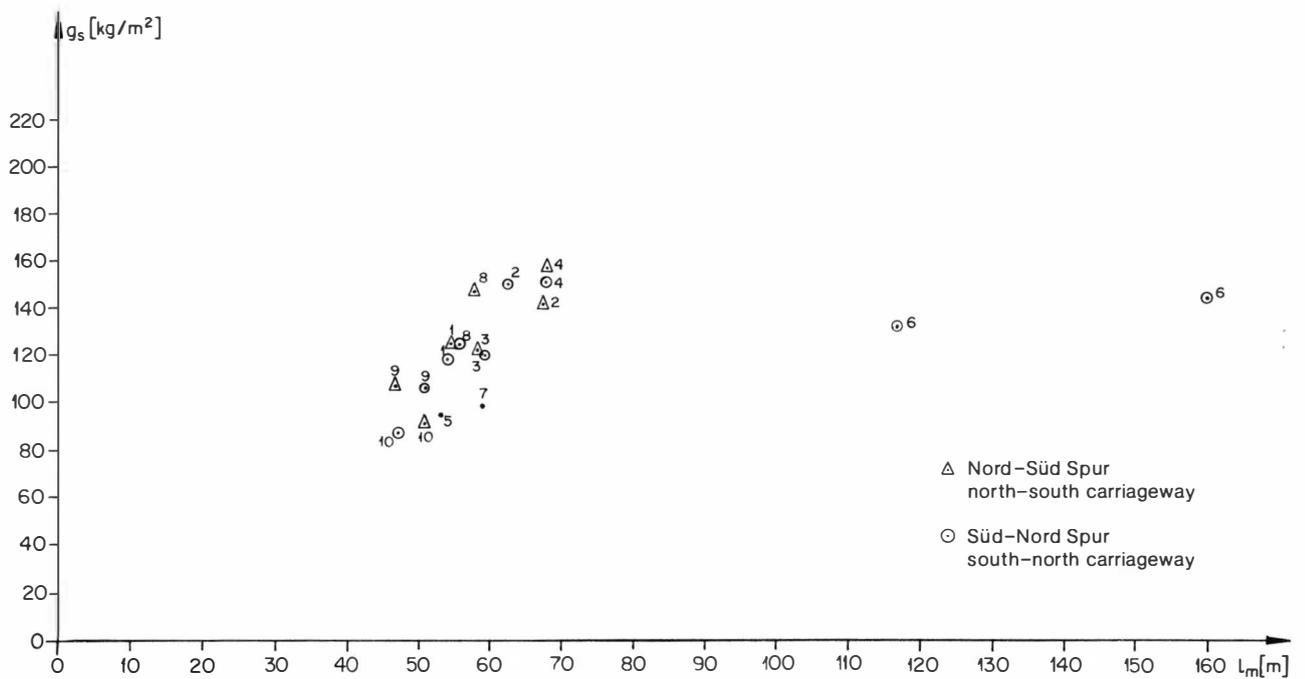


Fig. 3
 Betonstahl pro m^2 - Brückenfläche.
 Quantity of reinforcing steel per m^2 of bridge area.

lange Brücken wirken deswegen aber keineswegs schwerfällig. Der Spannstahlaufwand ist bei dieser geringen Schlankheit bescheiden und der Brückenträger weist eine hohe Steifigkeit auf. Der Gehalt an schlaffer Bewehrung ist zum Teil sehr hoch. Grundsätzlich wären hier gewisse Einsparungen möglich; sie fallen aber – wie der Kostenvergleich zeigt – nicht stark ins Gewicht und lohnen sich kaum, da bei einer knapp bemessenen Bewehrung oft erhöhte Risiken bezüglich Rissbildung und verminderter Dauerhaftigkeit in Kauf genommen werden müssen. Die Erstellung der Fundationen erfordert in schwierigem Gelände immer einen verhältnismässig grossen

would be possible here but, as the cost comparison shows, they are not very important and are hardly worth the trouble, since when the quantity of reinforcement is just sufficient increased risks in regard to crack formation and reduced durability must often be expected. The construction of foundations in difficult terrain always requires comparatively high expenditure. A carefully prepared foundation design can therefore always achieve considerable savings. The intended construction procedure for the bridge superstructure is decisive for a favourable ratio of the cost of falsework and formwork to that of concrete and steel.

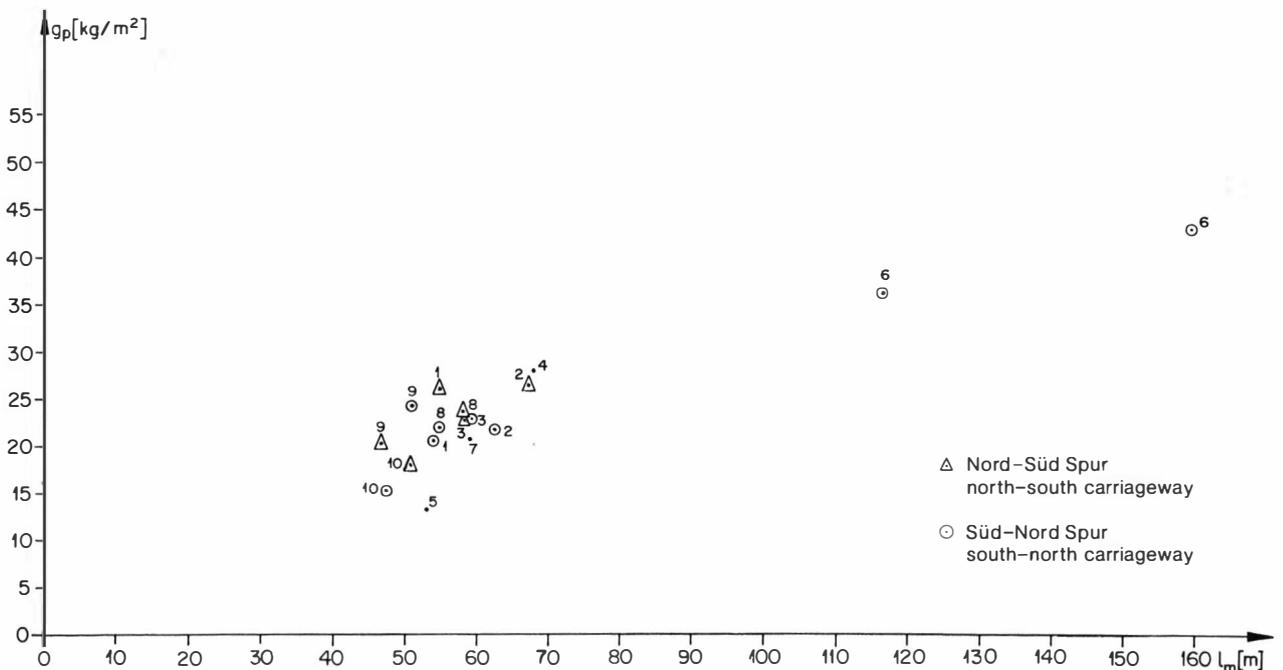


Fig. 4
 Spannstahl längs pro m^2 - Brückenfläche.
 Quantity of longitudinal post-tensioning steel per m^2 of bridge area.

Aufwand. Mit einem sorgfältig erarbeiteten Fundationskonzept lassen sich deshalb beträchtliche Einsparungen erzielen. Das vorgesehene Herstellungsverfahren für den Brückenüberbau ist entscheidend für ein günstiges Verhältnis zwischen Lehrgerüst/Schalung und Beton/Stahl. Dieses Verhältnis sollte bei modernen Brücken im Prinzip 0,6 nicht übersteigen. Der Kostenvergleich zeigt deutlich, dass mit zweckmässigen Bauverfahren entscheidende wirtschaftliche Vorteile erzielt werden können.

Kosten- und Massenvergleich für einige neue Autobahnbrücken in der Schweiz

Zusammenfassung

Die umfangreichen Erfahrungen mit den zahlreichen seit 1960 für das schweizerische Nationalstrassennetz erstellten Brücken führten für verschiedene Brückentypen zu eigentlichen Standardlösungen. Mittlere und grosse Brücken werden meistens als Spannbeton-Durchlaufträger mit Kastenquerschnitt ausgebildet. Für zehn neue, zum Teil im Bau befindliche Brücken dieses Typs wurde ein Kosten- und Massenvergleich durchgeführt.

Der Querschnitt des Brückenträgers wird bei allen Brücken steif und kräftig ausgebildet und weist einen relativ hohen Bewehrungsgehalt auf. Der Kostenvergleich zeigt, dass sich entscheidende wirtschaftliche Einsparungen vor allem mit einem guten Fundationskonzept und einem geschickten Herstellungsverfahren für den Brückenüberbau erzielen lassen.

In modern bridges this ratio should basically not exceed 0.6. The cost comparison clearly shows that with appropriate construction procedures, decisive economic advantages can be attained.

Résumé

L'expérience considérable acquise avec les nombreux ponts construits depuis 1960 pour le réseau des routes nationales a conduit à des solutions standards pour différents types d'ouvrages. Les ponts moyens et grands sont en général réalisés comme poutres continues précontraintes à section en caisson. Pour dix nouveaux ponts de ce type, les uns encore en construction, on a établi une comparaison des coûts et des volumes.

Pour tous ces ponts, la section de la poutre principale, rigide et robuste, comporte une densité relativement forte d'armature. La comparaison des coûts montre qu'on pourrait faire des économies importantes, avant tout par une bonne conception des fondations et par le choix d'un système d'exécution astucieux pour la superstructure.

Summary

The comprehensive experience obtained from the numerous bridges constructed since 1960 for the Swiss National Highway Network has led to real standard solutions for various types of bridges. Medium and large bridges are usually constructed as a post-tensioned concrete continuous girder of box section. For ten new bridges of this type, some still under construction, a comparison of costs and quantities has been carried out.

The cross-section of the bridge girder is fairly stiff and robust in all the bridges and has a relatively high content of reinforcement. The cost comparison shows that decisive economic savings can be achieved particularly by a good foundation design and a carefully thought-out construction procedure for the bridge superstructure.

Der Lehnenviadukt Beckenried

Projektverfasser und technische Bauleitung Ingenieure Bauunternehmer

D. J. Bänziger, Dipl. Ing. ETH, Zürich/Richterswil, Federführung Ingenieure; D. J. Bänziger+A. J. Köppel, Dipl. Ing. ETH, Buchs SG; K. Aeberli, Bauingenieur HTL, Buochs NW; Werfeli+Winkler, Dipl. Ing. ETH, Effretikon ZH; Dr. U. Vollenweider, Dipl. Ing. ETH, Zürich
Spaltenstein AG, Hoch- und Tiefbau, Zürich, Federführung und technische Leitung; Bless Bauunternehmung AG, Zürich, kaufmännische Leitung; Stamm Bauunternehmung AG, Basel; Peikert Bau AG, Zug; Element AG, Vorspanntechnik, Bern; Achermann+Würsch AG, Hoch- und Tiefbau, Emmetten; Bürgi AG, Hergiswil NW; AG Franz Murer, Bauunternehmung, Beckenried NW; AG Robert Achermann, Bauunternehmung, Ennetbürgen NW; SPAG, Schnyder, Plüss AG, Rotzloch NW
1976-1980

Baujahre

1. Allgemeines, Grundkonzept und Geologie

1.1 Allgemeines

Der Lehnenviadukt Beckenried der Nationalstrasse N2 Basel-Chiasso, Bestandteil der europäischen Nord-Süd-Achse, ist mit 3,15 km Länge das bisher längste Brückenbauwerk des schweizerischen Nationalstrassennetzes. Er liegt in einer landschaftlich reizvollen Lage rund 80 m über dem Vierwaldstättersee, überquert das geologisch und topographisch schwierige Gelände am Fuss der Klewenalp und mündet unmittelbar in den Seelisbergtunnel.

1.2 Grundkonzept

Im Vergleich mit Strassen- oder Tunnelvarianten erwies sich der Viadukt als sicherste und kostengünstigste Lösung. Das Hauptproblem der Brückenlösung bildete die Gründung im kriechenden Hang. Der Viadukt besteht aus fünf Ortbeton-Zwillingsbrücken mit je 10,80 m Normalbreite.

1.3 Geologie

Schon an der Geländeoberfläche sind örtliche Rutschungen erkennbar. Der Felsuntergrund, ein Ausläufer der Drusbergdecke, fällt steil gegen den See ab. Er besteht aus den geologischen Formationen der Oberen Kreide und des Alttertiärs, nämlich Stadschiefer, Amdener Mergel, Seewer Schiefer, Seewerkalk und Gault (Fig. 1).

Die Felsoberfläche liegt im westlichen Brückenabschnitt bis 76 m tief unter Gelände. Sie besteht in gewissen Bereichen aus einer Verwitterungszone, die mehrere Meter mächtig sein kann. Darüber hat sich eine ganz heterogene Lockergesteinsdecke aus verschiedenen Moränen, verlehmtem Gehängeschutt und Bachschutt abgelagert. Verschiebungsmessungen zeigen, dass auf $\frac{2}{3}$ der Viaduktlänge im westlichen Bereich die Geländeoberfläche sich jährlich um zwei und zum Teil mehr Zentimeter hangabwärts bewegt. Auf $\frac{1}{3}$ der Viaduktlänge im östlichen Bereich ist die Lockergesteinsdecke dünn (4 bis 14 m). Es muss dort mit örtlichen Rutschungen bis auf die Felsoberfläche gerechnet werden.

2. Gründung und Schutzschächte

Die Hangbewegungen im westlichen Bereich (Widerlager West bis Pfeiler 40) erforderten ungewöhnliche bauliche Massnahmen. Mit einer umfangreichen Hangsanierung, die vor allem das weitere Eindringen von Wasser verhindert, werden die Bewegungen im Laufe der Jahre stark vermindert, möglicherweise gar zum Stillstand gebracht.

Die Brückenfundamente sind trotz der teilweise grossen Tiefe des Felsuntergrunds in diesen einzubinden. Die Pfeilerschäfte werden mit Schächten vor dem Kriechdruck der Hangbewegung geschützt. Diese Schächte werden ständig entwässert; sie tragen dadurch zur Stabilisierung des Hanges bei. Für eine

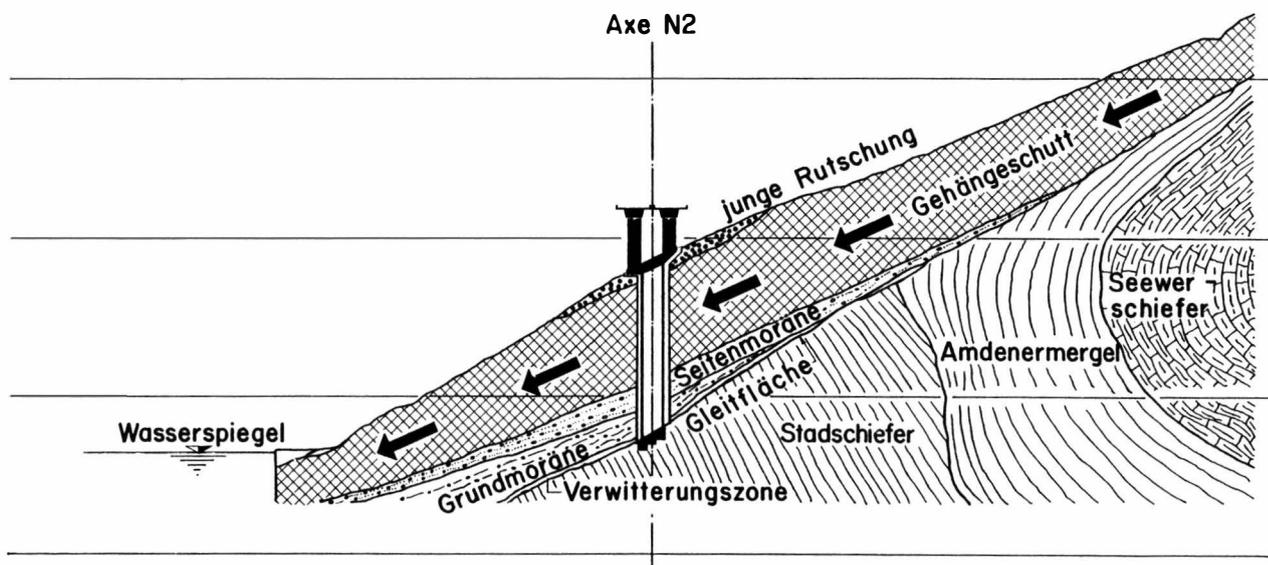


Fig. 1

Typisches geologisches Querprofil mit Gesamtbrückenquerschnitt bis zum Fundament.
Profil géologique caractéristique avec section en travers du pont y comprises les fondations.
Typical transversal geological profile with bridge cross section inclusive of foundations.

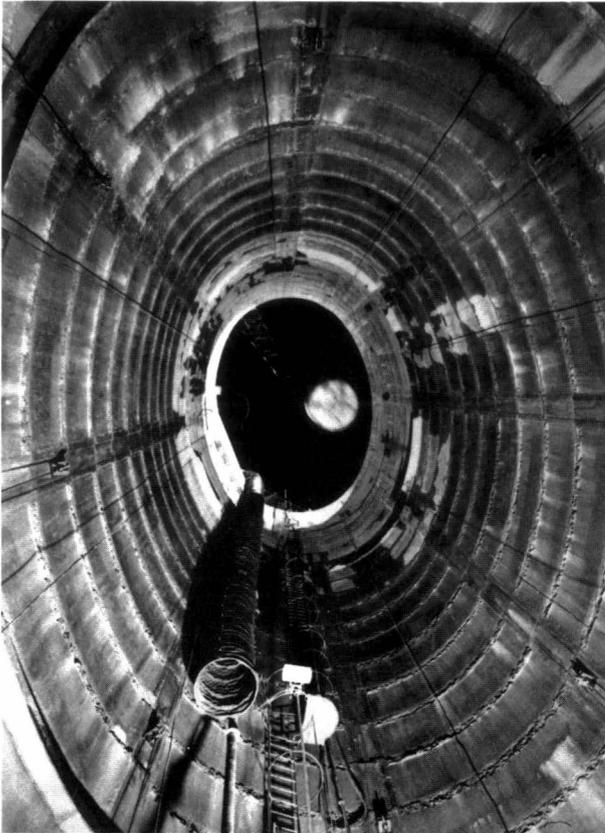


Fig. 2
Blick aus einem Schacht nach oben bei Nacht. Deutlich sieht man die einzelnen 1,30 m hohen Ringelemente, die durch 5 cm dicke Steinwolle-Fugen voneinander getrennt sind. Erkennbar ist der Aushubkübel von unten beim Aufziehen, die Zugangsleiter sowie die Lutte für das Absaugen der verbrauchten Luft. (Foto A. Odermatt, Stans)

Vue nocturne depuis l'intérieur d'un puits. On distingue nettement les éléments annulaires de 1,30 m de haut séparés les uns des autres par de joints rembourrés de 5 cm de laine minérale. On discerne aussi la benne pour le déblai montant vers le haut, l'échelle et le tuyau d'aspiration de l'air vicié.

View from the inside of a shaft at night. Clearly visible are the 1,30 m high ring shaped elements separated at the joints by 5 cm thick rockwool layers. Perceivable are also the debris hauling bucket on its way up, the access ladder and the vitiated air exhaust pipe.

Zwillingsbrücke ist die Anordnung **eines** Pfeilers unter jedem Brückenträger die normale Lösung. Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zeigten, dass ein Zentralschacht für 2 Pfeiler mit zentralem Schachtpfeiler wesentlich günstiger ist als Zwillingschächte. Die elliptischen Schächte (Fig. 2) mit Innenabmessungen von $9,60 \times 7,00$ m haben bis zum Anschlag an den Pfeiler eine Bewegungsreserve von 1,50 m hangabwärts und $\pm 1,00$ m in Brückenlängsrichtung. Der Fundamentoberteil ist als Kranz ausgebildet; er reicht überall unter den Schachtfuss, auf der Talseite noch 50 cm darüber hinaus, um für den Schacht eine ausreichende Bewegungsebene für die Grundgleitung zu schaffen, den sogenannten Gleittisch. Den drei Typen der Hangbewegungen: Grundgleitungen auf der Felsoberfläche, unterschiedliche Zergleitungen und junge Oberflächenrutsche, wird durch die Schachtkonstruktion mit vier funktionell verschiedenen Bauteilen Rechnung getragen. Zwischen diesen Teilen wurden mit Steinwolle-Einlagen Knautschfugen geschaffen. Dadurch entsteht die charakteristische flexible Ausbildung, die es dem Schacht gestattet, analog einer Wirbelsäule sich den eintretenden Hangbewegungen unter Wahrung einer genügenden Stabilität optimal

anzupassen. Die anzunehmenden Beanspruchungen aus Erd- und Kriechdruck wurden unter Berücksichtigung der Bettung einer eingehenden Analyse unterzogen; dabei half auch ein Versuch im Massstab 1:1 mit. Die Wanddicken der Schächte betragen je nach Tiefe im allgemeinen 30 bis 50 cm. Die Schachtbauten haben eine Schutzfunktion und sind nicht Bestandteil des eigentlichen Tragwerks. Es darf dahervorkommen, dass einzelne Schachtringe vor Ablauf der Lebensdauer beschädigt werden und ausgebessert werden müssen. Eine Katastrophe darf jedoch auf keinen Fall eintreten. Dies wird durch eine periodische Überwachung aller Schächte bezüglich Bewegung und Rissbildung mit Sicherheit verhindert. Sollten bei einem Schacht grössere Bewegungen des ganzen Schachtes oder einzelner Ringelemente auftreten, so hat der Bauherr dank der eingebauten grossen Bewegungsreserve genügend Zeit, bauliche Gegenmassnahmen zu treffen und deren Wirkung zu kontrollieren. Die Messungen bis zum heutigen Zeitpunkt zeigen, dass die Hangbewegungen innerhalb der Projektierungsgrundlage von 2 bis 3 cm je Jahr liegen und unter Kontrolle sind.

3. Unterbau

Im durch Optimierungsüberlegungen gewählten Zentralschacht wurde der zentrale Hohl Pfeiler mittels Gleitschalungen hochgezogen. Er liess sich sowohl durch die Wahl der Wandstärken wie auch durch die Wahl von entsprechenden Aussenabmessungen den statischen Erfordernissen anpassen. Der Hohl Pfeiler trägt den massiven und vorgespannten Stützenquerträger, der in der Schachtaufbauwanne versenkt und der Geländeneigung angepasst ist. Der Querträger deckt den zentralen Teil des Schachtes. Auf dem Stützenquerträger stehen die zwei sichtbaren, im Grundriss hexagonalen, elegant wirkenden Einzelpfeiler. Sie sind massiv ausgebildet und wurden mittels Kletterschalungen erstellt (Fig. 3). Die Längsstabilität jeder der fünf Brücken des Lehnenviadukts wird durch die mit Kipplagern mit dem Überbau verbundenen Brückenpfeiler gewährleistet. Die fünf Brücken sind somit zwangsläufig schwimmend gelagert. Sie müssen insbesondere in der Lage sein, jeweils die Erdbebenkräfte, die massgebend sind, aufzunehmen. Im Bereich des hochliegenden Felsuntergrunds im östlichen Drittel des Viadukts wurden die Einzelpfeiler im allgemeinen auf Einzelfundamente oder auf gemeinsame Blockfundamente abgestellt.

4. Überbau

Für ein Brückenobjekt, das als möglichst wenig störender, knapp über dem Gelände verlaufender Lehnenviadukt in eine schöne Landschaft eingepasst werden soll, kommt nur eine einheitlich gestaltete, durchlaufende Balkenbrücke mit konstanter und geringer Trägerhöhe (3,0 m) und massvollen Pfeilerabständen in Frage. Alle in Betracht kommenden rationellen Bauverfahren verlangen eine möglichst grosse Anzahl gleicher Spannweiten. Wir haben insgesamt 55 Felder zu 55 m gewählt, dazu ein Endfeld West zu 40 m und zwei Endfelder Ost zu 50 und 35 m. Die fünf Brücken sind getrennt durch vier Dehnungsfugen, die jeweils auf dem Kragarm in einem Fünftel der Spannweite angeordnet sind. Die Fahrbahnübergänge bewegen sich höchstens um 36 cm. Gemäss den in der Schweiz gültigen Sicherheitsvorschriften

werden die Fahrbahnübergänge für einen Bewegungsspielraum von 48 cm ausgelegt. Für den Konzeptentscheid zugunsten von Zwillingenbrücken statt einer Einzelbrücke war vor allem das Vorschubgerüst zusammen mit seiner Taktdauer in der zur Verfügung stehenden Bauzeit in der wirtschaftlichen Optimierung massgebend. Bei den Zwillingenbrücken liefen die beiden Rüstungen im Arbeitstakt um eine Woche versetzt (Fig. 4); der Arbeitsaufwand konnte damit durch optimalen Einsatz der Arbeitsgruppen vermindert und der Überbau dadurch ausserordentlich wirtschaftlich hergestellt werden. Das 55 m lange Überbaufeld wurde mit Ausnahme der nachlaufend erstellten Borde in einem Zuge ohne Arbeitsfugen innerhalb von etwa 10 Stunden betoniert (325 bis 350 m³ Beton); dies ist für die Qualität vor allem der Fahrbahnplatte ein bedeutender Vorteil. Wesentlich für diesen Bauvorgang war eine gewährleistete Frühfestigkeit von $\beta_w4 = 35 \text{ N/mm}^2$ (350 kg/cm²), um nach 4 Tagen 100 % vorspannen und das Gerüst absenken zu können. Ausserdem hat der Beton den normengemäss geforderten Frostwiderstand und der Schrammbordbeton den Frost-Tausalz-Widerstand zu erfüllen. Um das rasche Bautempo zu ermöglichen, war die Hohlkasten-Innenschalung aus 5 m langen Schal-

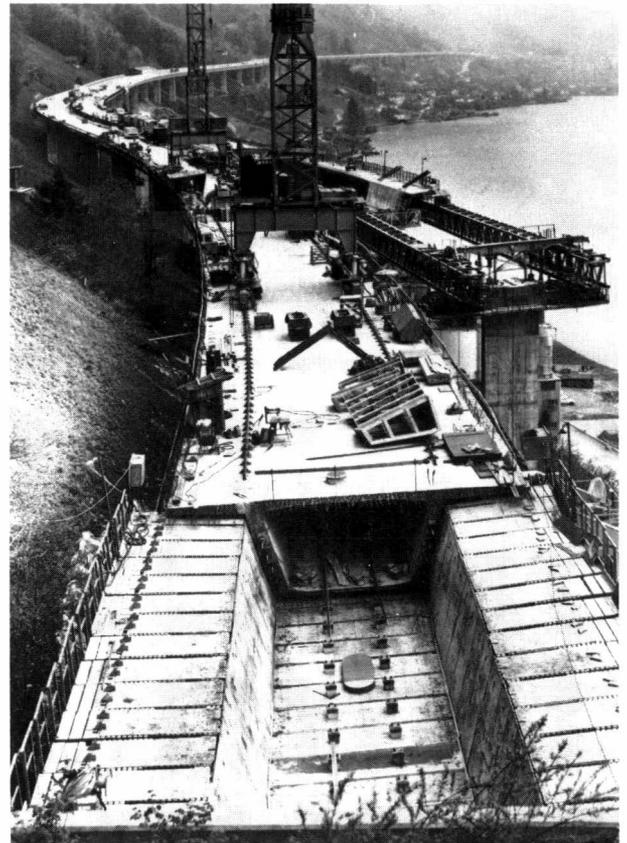


Fig. 4

Hier sieht man rechts die gestaffelt arbeitende talseitige Vorschubrüstung mit dem Bedienungskran auf der bergseitigen Brücke. Im Vordergrund sieht man in die aus Elementen bestehende Trog-schalung hinein. Dahinter der Brückenquerschnitt an der Koppelfuge. Aus dem Hohlkasten ragen die Schienen für das Vorziehen der Kastenschalung heraus. Die Kranbahnschienen für den 140 t schweren Laufkatzenkran mit 67 m Ausladung sind im Beton der Fahrbahnplatte verankert. Nach rückwärts ist die Geometrie der Brücke gut zu beurteilen, die sich dem Gelände mit Bögen von $R = 700$ bis 1200 m anschmiegt und dementsprechend stark wechselnde Querschnitte bis zu $\pm 5,5\%$ aufweist (Foto A. Odermatt, Stans, 14. Mai 1980).

En aval on voit l'avant-bec, en amont la grue et la section en travers du caisson avec les rails saillants pour le déplacement de l'équipage mobile et le joint d'accouplement. Au premier plan une vue dans l'intérieur du coffrage composé d'éléments. Les rails de roulement de la grue mobile de 140 t et de la portée de 67 m ont été bétonnés dans le tablier. De la vue à l'arrière plan l'on peut juger la géométrie du viaduc qui suit les contours du terrain en décrivant des tournants dont les rayons varient de 700 à 1200 m. Les pentes transversales fort variables atteignent le 5,5% environ.

On the lake side the launching beam, on the uphill side the crane and the sectioned form trough at the back of which we see the cross section of the box girder with the protruding traveling form rails. The rails for the 140 tons traveling crane, equipped with a 67 m jib, are embedded in the concrete carriageway. In the background we see the geometry of the bridge clinging against the mountain side meandering in curves of 700-1200 m radius with transverse slopes of up to $\pm 5,5\%$.

wagen tunnelartig ausgebildet. Sie wurde aus dem betonierten Abschnitt eingeklappt auf Schienen nachgezogen und gerichtet, nachdem in dem neuen Abschnitt die Druckplatten- und Stegbewehrung verlegt worden war. Der Querträger über der Stütze war in diesem Zeitpunkt erst in Form von Rippenansätzen betoniert. Sobald die Innenschalung durchgezogen war, wurde der Rest des Querträgers hergestellt, damit er bis zum Zeitpunkt, zu dem der Trägerkragarm durch Vorschubgerüst und Frischbetongewicht belastet wurde, genügend Festigkeit erlangt hatte. Die Querschnittsdicken betragen in Anbetracht der geringen Spannweiten bzw. Auskragungen in Querrichtung 20 cm für die Fahrbahnplatte und 15 cm für die

BAUZUSTAND

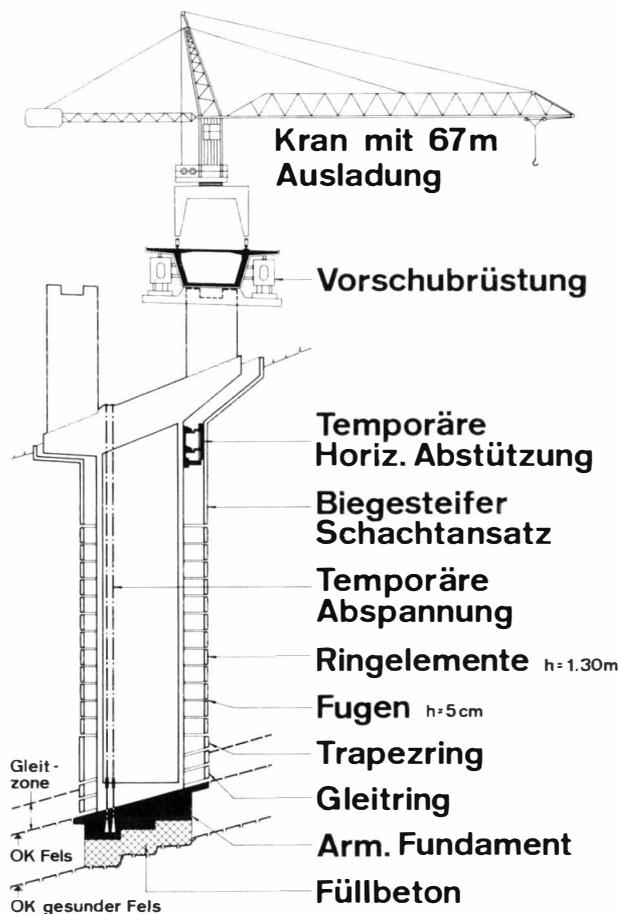


Fig. 3

Behelfsmässige Pfeilerabstützung im Bauzustand mit horizontalem Betonspriess auf den biegesteifen Schachtansatz und durch vorübergehende Abspannung mit sechs Spanngliedern von 2,8 MN auf der Talseite des Hohl Pfeilers.

Support provisoire du pilier sous construction avec entretoises en béton dans la section supérieure rigide du pilier et par haubanage temporaire en aval au moyen de 6 torons de 2,8 MN.

Provisional support of the pier under construction by means of horizontal concrete struts in its rigid upper section and temporary steadying its down hill side with 6 prestress cables of 2,8 MN.



Fig. 5
 Flugbild Comet vom 22. 7. 1980: 5 Tage nach dem Einbringen des letzten Betons bei der Hauptbrücke. Mit nur 3,0 m Konstruktionshöhe und den gleichmässigen Spannweiten von 55 m fügt sich das Bauwerk gut in die Landschaft ein.
 Photo aérienne prise par Comet le 22. 7. 1980: 5 jours après de la mise en œuvre du dernier béton au pont principal. D'une hauteur de construction de seulement 3 m et avec les travées de 55 m chacune, l'ouvrage s'harmonise avec le milieu ambiant.
 Bird's eye view taken on 22 July 1980: Five days after the last truckloads of concrete were poured in the main bridge approaches. With an overall height of 3.0 m and 55 m spans this structure merges perfectly in its surroundings (Photo Comet).

Druckplatte (beide mit Vouten angeschlossen), letztere mit Verstärkung im Stützenbereich auf 25 cm. Die Stegdicke läuft mit 45 cm über die ganze Brückenspannlänge konstant durch. Die im Stützen- und Kupplungsbereich massgebende Dicke wurde auch im Feldbereich beibehalten. Der sich daraus ergebende Mehraufwand bei Beton- und Spannstahl wurde durch die Vorteile einer vollmechanisierten Innenschalung abgewogen. Die Brüstungen haben das New-Jersey-Profil. Sie wurden mit nachlaufenden 6 bzw. 8 m langen Schalwagen erstellt. Die Brücke ist in Längsrichtung teilweise vorgespannt. In Querrichtung ist das Tragwerk mit Ausnahme der Stützenbereiche nicht vorgespannt. Je m² Brückenfläche enthält der Überbau folgende Massen:

Beton	0,617 m ³ einschliesslich Konsolborde
Betonstahl	62 kg (101 kg/m ³ Beton)
Spannstahl	13,6 kg (22,1 kg/m ³ Beton).

Diese Massen weisen reichliche Betonmengen und knappe Mengen an Betonstahl und Spannstahl aus; das ist für die Ausführung günstig und dem gewählten Konzept zu verdanken.

5. Schlussbemerkung

Mit den Bauarbeiten wurde am 15. März 1976 begonnen. Am 7. Juli 1977 wurde das erste Überbaufeld betoniert. Im Dezember 1979 waren sämtliche Fundationen ausgeführt. Das letzte Überbaufeld der Hauptbrücke wurde am 17. Juli 1980 betoniert (Fig. 5). Es

darf festgestellt werden, dass die auf dieser Baustelle angewandten rationellen Bauverfahren sich sehr gut bewährt haben und eine hohe Leistung ermöglichten. Dazu hat die gute Zusammenarbeit aller Beteiligten wesentlich beigetragen. Der Viadukt wurde am 12. Dezember 1980 dem Verkehr übergeben.

D. J. Bänziger

Literatur

- [1] Eggstein, U. M.: Lehnenviadukt Beckenried, Kanton Nidwalden, Submissionswettbewerb, Schweizerische Bauzeitung 92 (1974), Nr. 34, S. 785–795.
- [2] Bänziger D. J.: Der Lehnenviadukt Beckenried, Nationalstrasse N2: Abschnitt Höfe–Seelisbergtunnel (Kanton Nidwalden). Schweizerische Bauzeitung 75 (1977), Nr. 41, S. 721–729.
- [3] Bänziger D. J.: Der Einfluss der Fundation auf das Konzept des Lehnenviaduktes Beckenried. Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik Nr. 96 (Frühjahrstagung 13. Mai 1977 in Luzern).
- [4] Bänziger D. J.: Der Lehnenviadukt Beckenried der Nationalstrasse N2 (Schweiz). IABSE Structures C-5/78, August 1978, S. 10–11.
- [5] Bänziger D. J.: Der Lehnenviadukt Beckenried, NW. IABSE Structures C-7/79. Februar 1979, S. 42–43.
- [6] Schneider T. R.: Foundation problems on Beckenried Viaduct. Conference on large ground movements and structures. UWIST, Cardiff, 4.–7. July 1977.
- [7] Schneider T. R.: Site Evaluation and Engineering Geology. Problems at Beckenried Viaduct. Proceedings of the III. International Congress I.A.E.G., 4.–8. September 1978, Sec. III, Vol. 1, S. 62–72.
- [8] Bänziger D. J.: Der Lehnenviadukt Beckenried. Beton- und Stahlbetonbau 1/1980, S. 18–25, Deutscher Betontag April 1979 Berlin.
- [9] Verschiedene: Der Lehnenviadukt Beckenried, 372 Seiten, zahlreiche Abbildungen. Zürich: Verlag D. J. Bänziger, 1981, Geb. SFr. 57.50.

Der Lehnenviadukt Beckenried

Zusammenfassung

Der Lehnenviadukt Beckenried der Nationalstrasse N 2 ist mit 3,15 km Länge das bisher längste Brückenbauwerk des schweizerischen Nationalstrassennetzes. Er liegt in einer landschaftlich reizvollen Lage rund 80 m über dem Vierwaldstättersee, überquert das geologisch und topographisch schwierige Gelände am Fuss der Klewenalp und mündet unmittelbar in den Seelisbergtunnel.

Das Charakteristikum dieses Viaduktes ist einerseits seine Gründung im kriechenden Hang, bei der ganz neue Wege beschritten wurden, andererseits die ausserordentlich rasche und rationelle Herstellung des Zwillingsüberbaus in 3 Jahren mit zwei gestaffelt laufenden Vorschubrüstungen. Die Bauleistung betrug nahezu 2400 m² Brückenfläche pro Monat. Dank guter Organisation und ausgezeichneter Zusammenarbeit aller Beteiligten konnten die bei Baubeginn festgelegten Termine trotz beträchtlicher Ausweitung des Bauvolumens im Fundationsbereich genau eingehalten werden.

Der Viadukt besteht aus fünf Ortbeton-Zwillingsbrücken mit je 10,80 m Normalbreite, 3,0 m Konstruktionshöhe und Hohlkastenquerschnitt. Das rationelle Bauverfahren verlangte eine möglichst grosse Zahl gleicher Spannweiten. Der Viadukt ist in 55 Felder zu 55 m Spannweite eingeteilt, dazu ein Endfeld West zu 40 m und zwei Endfelder Ost zu 50 und 35 m.

Die Hangbewegungen im westlichen Bereich erforderten ungewöhnliche bauliche Massnahmen. Die Brückenfundamente sind trotz der teilweise grossen Tiefe des Felsuntergrundes in diesen einzubinden. Die Pfeilerschäfte werden mit Schächten vor dem Kriechdruck der Hangbewegungen geschützt. Der Schacht ist flexibel konstruiert, was ihm gestattet, sich den Hangbewegungen optimal anzupassen. Im Schacht wurde der zentrale Hohlpfeiler mittels Gleitschalungen hochgezogen. Er trägt den in der Schachtaufbauwanne versenkten Stützenquerträger. Auf diesem stehen die zwei sichtbaren, hexagonalen, elegant wirkenden Einzelpfeiler.

Le viaduc de Beckenried

Résumé

D'une longueur de 3,15 km le viaduc à flanc de coteau de Beckenried sur la N 2 est le plus long des ouvrages de ce genre réalisés jusqu'ici sur le réseau des routes nationales suisses. Placé dans un site magnifique, il domine le lac des Quatre Cantons de 80 m de hauteur, franchit ensuite une région difficile du point de vue géologique et topographique, avant d'aboutir au tunnel de Seelisberg.

Ce qui fait la particularité de cet ouvrage, c'est d'une part la solution nouvelle adoptée pour les fondations dans une zone de glissements et d'autre part, l'exécution extrêmement rapide de la superstructure de ces deux ponts parallèles. On a utilisé pour cela deux échafaudages avec porte à faux qui ont permis le bétonnage de 2400 m² de pont par mois et une durée totale des travaux de

3 ans pour la superstructure. Grâce à une organisation parfaite et un excellent esprit de collaboration tous les délais fixés avant le commencement des travaux ont été respectés en dépit d'une augmentation imprévue du volume des travaux de fondation.

L'ouvrage se compose de cinq ponts jumeaux successifs de 10,80 m^l de largeur avec section en caisson de 3 m^l de haut. Il comporte 55 travées de 55 m^l chacune, une travée de 40 m^l à l'extrémité Ouest et deux de 50 respectivement 35 m^l à l'extrémité Est. Une construction rationnelle exige en effet un nombre maximum de travées égales.

Basées sur le rocher malgré la grande profondeur à laquelle il se trouve par endroits, les fondations des piles sont placées dans des puits qui les mettent à l'abri des effets du glissement. Ces puits ont une certaine flexibilité ce qui leur permet de s'adapter au mieux aux mouvements du terrain. Dans chaque puits on a bétonné, au moyen de coffrages glissants, une pile centrale de section creuse qui est terminée par une poutre transversale supportant les deux piles visibles de section hexagonale très élégante.

The Beckenried-viaduct

Summary

Built along a mountain slope, the 3.15 km long Beckenried viaduct, part of the N 2 Highway, comprises the longest twin bridges the Swiss National Highway System boasts at present. Situated at approximately 80 m^l above the lake of Lucerne, against a background of breathtaking scenery, these twin bridges are built across a geologically and topographically difficult terrain at the foot of the Klewenalp slopes, and run directly into the Seelisberg tunnel.

The salient points of this artwork are its conception and design according to the latest techniques to resist creeping slope conditions on the one hand, as well as its speedy and rational execution on the other. In fact: by means of a form traveler operating on each bridge, almost 2400 m² bridge surface could be completed each month. Thanks to an excellent organization and a spirit of cooperation deadlines could be met in spite of an unexpected considerable increase of foundation work having to be tackled.

The viaduct consists of a series of 5 twin bridges of concrete mixed in place, 2 by 10.80 m^l wide and a depth and box-cross section of 3.0 m^l. A rational construction method requiring a highest possible number of equally wide spans, the viaduct has been conceived with 55 spans each of 55 m^l, a Western abutment span of 40 m^l and two Eastern abutment spans of 50 and 35 m^l each.

In the Western section slope movements required unusual structural measures. The foundations had to be sunk in the partly deep bedrock strata. Each foundation pile is secured against shear by a surrounding flexibly articulated shaft, which adjusts itself optimally to slope movements. By means of traveling forms the central hollow foundation pile has been constructed capped by a transverse pier support sunk in the protecting shaft, on top of which two hexagonal elegant piers are clearly visible.

Ganterbrücke

C. Menn
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

1. Situation

Der Simplonpass ist eine historische, traditionsreiche Verbindung zwischen der Westschweiz und Norditalien. Der im Rahmen des Nationalstrassenprogrammes durchgeführte Ausbau der Passstrasse erforderte auf der Nordzufahrt eine ca. 700 m lange Brücke über das Gantertal. Die neue Brücke überquert in 150 m Höhe mit einer symmetrischen S-Kurve das tief eingeschnittene Tal. Der Kurvenradius beträgt 200 m; die Verbindungsgerade zwischen den beiden Kurven ist 220 m lang.

Die rechte sehr steile Talflanke besteht aus stark geschichtetem und zerklüftetem Fels; auf der linken, wesentlich weniger steilen Talseite ist der tiefliegende, zersetzte und verwitterte Fels von mächtigen Schich-

ten aus Moräne und stark durchnässtem Hangschutt überdeckt. Langjährige Messungen zeigten hier Kriechbewegungen von 6 bis 10 mm pro Jahr.

2. Spannweiten

Bei der Spannweitenwahl spielten die topographischen und geologischen Verhältnisse eine entscheidende Rolle. Auf der rechten Seite war vor allem die Zugänglichkeit zu den Pfeilerfundamenten und die Felssturzgefahr beim Anschneiden des zerklüfteten Felses zu beachten. Auf der linken Seite waren die grossen Fundationsschwierigkeiten im Hinblick auf die Kriechbewegung, Tragfähigkeit und Stabilität des Baugrundes zu berücksichtigen.

Mit symmetrischen Spannweiten von

35	50	127	174	127	80	50	35 m
bzw. 35	10+40	40+87	87+87	87+40	40+40	40+10	35 m

ergaben sich topographisch und geotechnisch optimale Fundationsstandorte und konstruktiv besonders günstige Verhältnisse für den Brückenüberbau:

- Auf der rechten Talseite gute Zugänglichkeit zu den Fundamenten; keine Fundamente im Steilhang.
- Auf der kritischen linken Talseite wenig, vor allem im oberen Teil des Hanges gelegene Fundamente. Günstige Lage in bezug auf die bestehende Strasse.
- Hauptöffnung der Brücke in der Mitte des geraden Strassenabschnittes zwischen den beiden Anschlusskurven.

3. Fundationskonzept

Auf der rechten Talseite sind die verlängerten Pfeilerschäfte direkt in den Fels eingebunden und mit ca. 40 m langen Spannkabeln im Hang verankert.

Auf der linken Talseite sind die Fundamente als kreisförmige Schächte ausgebildet. Der Schachthohlraum ist so bemessen, dass das Gewicht des ausgehobenen Materials ungefähr dem ständigen Pfeilerauflagerdruck entspricht. Von den Schächten aus wird der wasserführende Hang mit einem umfangreichen Drainsystem entwässert.

4. Tragsystem

Der Brückenüberbau ist als Spannbeton-Rahmentragwerk ausgebildet und wurde, abgesehen von den beiden 35 m langen Endfeldern, durchwegs im Freivorbau erstellt. Das Herstellungsverfahren und die grosse Windbelastung erforderten kräftige Querschnitte für die hohen Pfeiler. Da die Brücke sehr schmal ist,

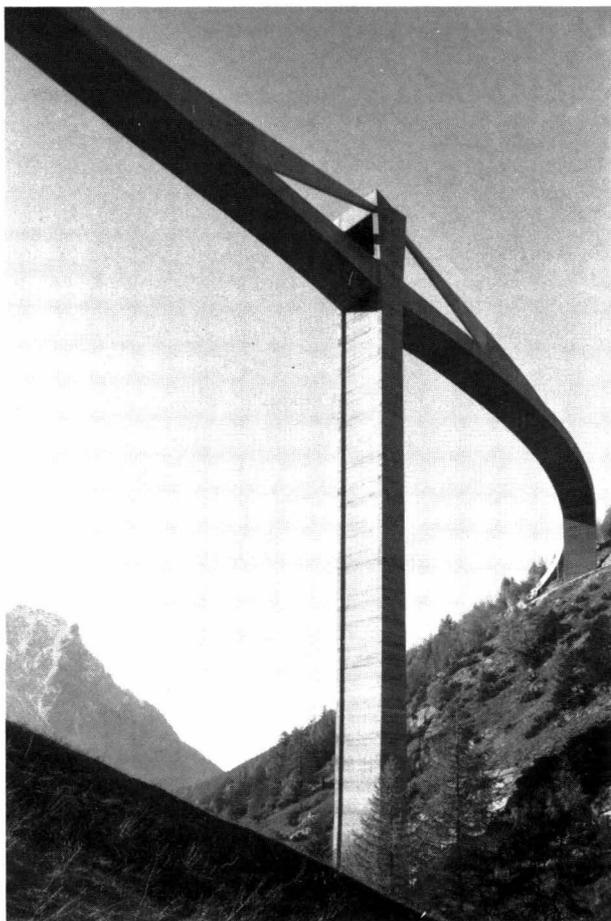


Fig. 1
Auch dem Autofahrer wird durch die Konstruktion bewusst gemacht, wie diese Fahrbahn in grosser Höhe aufgehängt ist.
Dù à la façon de construction de ce pont, l'automobiliste se rend compte de l'hauteur de mise en place relevante de son tablier.
The motorist using this bridge will be aware of the considerable height at which the bridge deck has been placed.



Fig. 2

Vielleicht nicht die billigste, sicher aber eine elegante Lösung für ein technisches Bauwerk in dieser Landschaft. Quoique cette solution ne soit peut-être pas la plus économique, elle est bien élégante pour un ouvrage d'art dans ce milieu ambiant. Perhaps not the cheapest but certainly the most elegant solution for a technical artefact in such surroundings.

wurden die beiden Hauptpfeiler über die Fahrbahn verlängert und als Pylone für eine Schrägabspannung des jeweils 87 m auskragenden Trägers verwendet. Zur Vereinfachung der Schrägseilverankerung ist der Trägerquerschnitt als rechteckiger Hohlkasten ohne Fahrbahnkonsolen ausgebildet. Die Schrägseile wurden nachträglich mit Beton umhüllt und nach dem Erhärten des Hüllbetons auf die volle zulässige Kraft gespannt. Dadurch erhielten die Schrägscheiben eine Druckvorspannung, die auch bei grösster Verkehrslast nicht restlos abgebaut wird. Die Herstellung der Schrägabspannung mit vorgespannten Zugscheiben ist relativ aufwendig, weist aber folgende Vorteile auf:

- Hohe Steifigkeit trotz geringer Neigung der Zugscheiben.
- Verwendung normaler Spannglieder.
- Keine Korrosions- und Ermüdungsprobleme im Spannstahl.

5. Lagerung

Die Brücke ist «schwimmend», d. h. auf beiden Widerlagern verschieblich gelagert. Auf der rechten Talseite sind die Pfeiler in die Fundamente eingespannt; auf der linken Talseite sind die Pfeilerfüsse durch Gleitlager von den Schachtfundamenten getrennt. Bei den Pfeilern S_4 und S_5 ist die Verschieblichkeit blockiert. Der Pfeilerfuss kann jedoch in die ursprüngliche Lage zurückverschoben werden, wenn die durch Kriechbewegung verursachte Fundamentverschiebung ca. 15 cm erreicht.

6. Vorspannung

Sowohl im Unterbau als auch im Überbau konnten mit der Vorspanntechnik Probleme verschiedenster Art zweckmässig und wirtschaftlich gelöst werden:

Unterbau:

Felsvorspannung:

Im rechten Talhang mussten bei den Pfeilern 2 und 3 die Fundationsbereiche im stark zerklüfteten Fels stabilisiert werden. Diese Sicherung, die mit einer wirkungsvollen Verankerung des Pfeilerfusses kombiniert wurde, erfolgte mit ca. 40 m langen, leicht hangeinwärts geneigten Spanngliedern (1800 bzw. 2600 kN-Einheiten).

Vorspannung Pfeiler 2:

Dieser Pfeiler ist mit dem Schachtfundament und dem Brückenträger biegesteif verbunden. Als wichtiges Stabilisierungselement in Brückenlängsrichtung weist er sehr hohe Beanspruchungen auf und wurde deshalb teilweise vorgespannt. Damit liess sich die Biegesteifigkeit beträchtlich erhöhen. Zudem waren durchgehende Spannglieder wirtschaftlicher als eine in kurzen Abständen gestossene, ausserordentlich kräftige, schlaaffe Bewehrung.

Pylonvorspannung:

Zur Aufnahme der Zugkräfte infolge Verkehrslast sind die Pylone vertikal vorgespannt. Die entsprechenden Spannglieder sind unter dem Brückenträger verankert.

Temporäre Pfeilerfuss-Vorspannung:

Auf der linken Talseite sind die Pfeiler 4, 5 und 6 gelenkig mit den Schachtfundamenten verbunden. Im Bauzustand mussten diese Pfeiler mit provisorischen Lagern stabilisiert werden. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Standsicherheit während der Ausführung des Freivorbau wurde der Pfeilerfuss und der Schachtkopf mit kurzen Spanngliedern zusammengespannt.

Überbau:

Vorspannung der Fahrbahnplatte:

Die Fahrbahnplatte ist zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit in Querrichtung teilweise vorgespannt. Die Vorspannung ist so bemessen, dass die Umlenkkräfte der Spannglieder etwa gleich gross sind wie die ständige Last (formtreue Vorspannung). Die zur Gewährleistung der Bruchsicherheit erforderliche schlaffe Bewehrung übernimmt ca. 40 % des Bruchmomentes; der Vorspanngrad M_D/M_{max} beträgt ca. 0,7. Bei der eng verteilten Bewehrung kann auch bei Vollast mit einem einwandfreien Rissverhalten gerechnet werden.

Vorspannung des Brückenträgers:

Die Spannbewehrung des Brückenträgers besteht im Prinzip aus einer «Kragarmvorspannung» (in der Fahrbahnplatte), einer «Kontinuitätsvorspannung» (in den Trägerstegen) sowie einer «Feldvorspannung» (in der unteren Kastenplatte; nur in den grossen Spannweiten). Der Träger ist teilweise vorgespannt und die Spannbewehrung ist so bemessen, dass die erforderliche Bruchsicherheit unter Berücksichtigung der schlaffen Bewehrung in den Kastenplatten erfüllt ist; dabei entspricht die schlaffe Bewehrung einer Mindestbewehrung, die ein einwandfreies Rissverhalten gewährleistet. Der Anteil der schlaffen Bewehrung am Bruchmoment beträgt mindestens 10% (Querschnitte über den Pfeilern). Dementsprechend ist der Vorspanngrad in diesen Schnitten mit 0,85 relativ hoch. Da die schlaffe Mindestbewehrung auf der ganzen Trägerlänge beibehalten und die Spannbewehrung der Beanspruchung entsprechend abgestuft wurde, variiert der Vorspanngrad längs des Trägers sehr stark.

Vorspannung der Zugscheiben:

Die Spannbewehrung der Zugscheiben wurde bereits während des Vorbau so stark gespannt, dass das

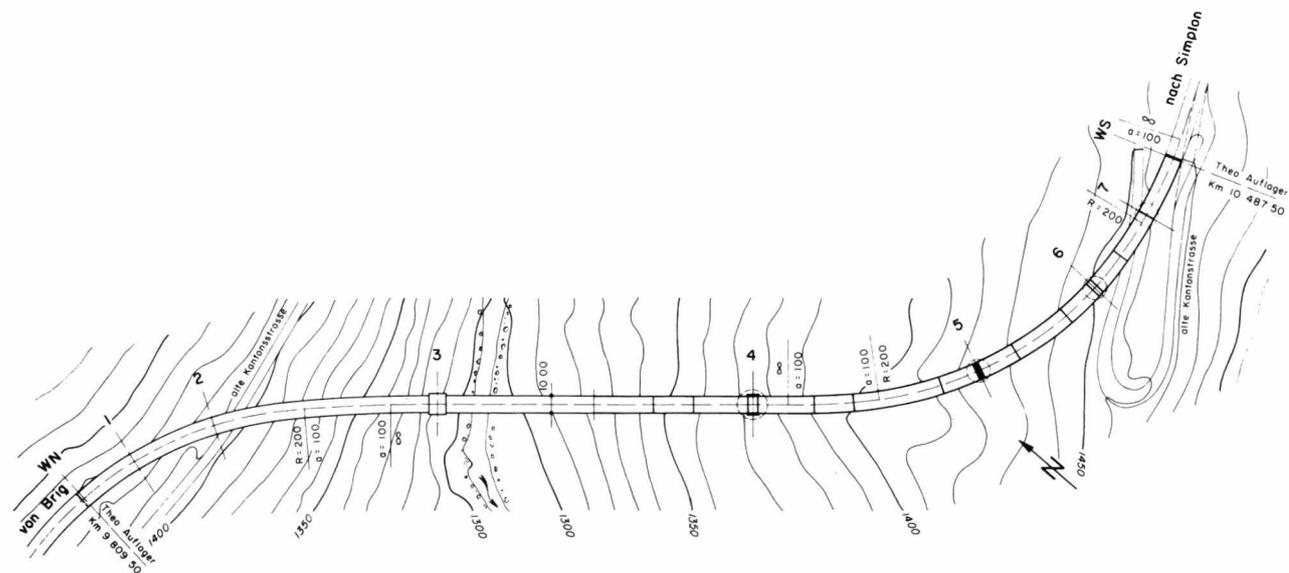
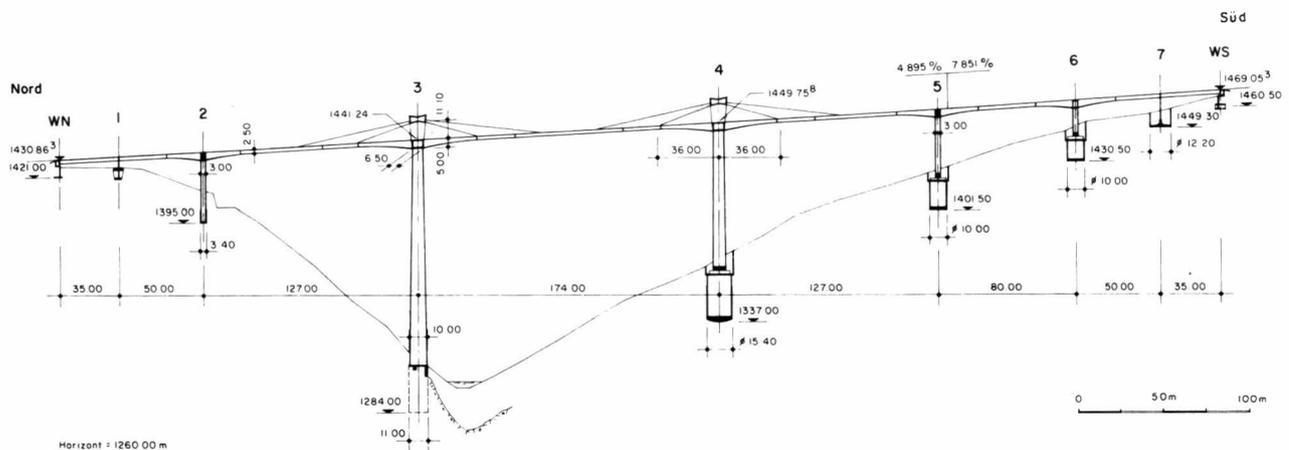


Fig. 3
Schnitt und Aufsicht
Coupe en long et plan
Longitudinal section and plan

Eigengewicht jeder Vorbauetappe von einem entsprechenden Schrägkabel aufgenommen wurde. Nach dem Umhüllen der Spannkabel wurden die Zugscheiben mit der restlichen Stahlzugkraft vorgespannt. Da der Stahlquerschnitt für eine Bruchsicherheit von 1,8 bemessen ist und die Stahlspannung ca. 60 bis 65% der Fließspannung beträgt, sind die Zugscheiben auch bei maximaler Verkehrslast voll vorgespannt und weisen demzufolge sehr kleine Dehnungen auf.

Ganterbrücke

Zusammenfassung

Der Ausbau der Simplonstrasse erforderte auf der Nordzufahrt eine ca. 700 m lange Brücke, die in 150 m Höhe mit einer S-Kurve über das tief eingeschnittene Gantertal führt. Wegen der äusserst schwierigen geologischen und topographischen Verhältnisse wurde ein ungewöhnliches Fundations- und Lagerungssystem sowie relativ grosse Spannweiten (Hauptspannweite 174 m) gewählt.

Im vorliegenden Bericht werden die Besonderheiten und Hauptabmessungen der Brücke kurz beschrieben; ausführlicher dargestellt ist die Anwendung der Vorspanntechnik im Unter- und Überbau des Tragwerks. Eine umfassende Beschreibung der Brücke findet sich in «Schweizer Ingenieur und Architekt»; September 1979, Heft 38, S. 733–739.

Le pont du «Ganter»

Résumé

Le projet de la route par le col du Simplon comporte un pont d'environ 700 m^l de long qui franchit la vallée escarpée profonde du Ganter formant un double virage à une hauteur de 150 m^l. Les conditions géologiques et topographiques extrêmement difficiles ont forcé le choix d'un système de fondations et d'appuis peu commun, et des travées relativement importantes (avec une travée maximale de 174 m^l).

Le rapport donne une description succincte des points saillants de l'ouvrage ainsi que ces dimensions principales. Par contre l'application de la technique de précontrainte lors de la mise en œuvre des poutres et du tablier y est présenté de façon plus circonstanciée.

Une description détaillée de cet ouvrage est publiée dans le journal technique «Ingénieurs et Architectes Suisses», cahier 38 du septembre 1979, pages 733 à 739.

The «Ganter»-Bridge

Summary

Completion of the Simplon mountain pass road implied the construction of an approximately 700 m^l long bridge which crosses the deep Ganter valley in a S-curve at a height of 150 m^l. Due to the extremely difficult terrain geology and topography unusual foundation and support systems, as well as relatively wide spans (of up to 174 m^l) were selected.

This report gives a digest, as well as the main dimensions of the artwork, whereas more details are given in describing the girders- and bridge-deck pretensioning techniques.

A detailed description of the bridge has been published in the technical periodical «Schweizer Ingenieur und Architekt» No 38, September 1979, pp. 733–739.

Viadotto della Biaschina

Bauherr
Projektverfasser
Bauleitung
Unternehmer
Vorspannung

Baudepartement des Kantons Tessin
Guzzi AG Zürich/Locarno
Nationalstrassenbüro des Kantons Tessin
Konsortium LGV Impresa Costruzioni SA, Bellinzona; Spaltenstein AG, Zürich; Ed. Züblin & Cie. AG, Zürich;
Merlini Ing. R. e A., Minusio; Murer AG, Erstfeld; Pollini Figli Fu R. SA., Someo
Stahlton SA (System BBRV), Lugano

Im Zuge der Erstellung der N2 Chiasso—San Gottardo in der Leventina steht zur Zeit das markanteste Brückenbauwerk der Tessiner Nationalstrassen in Ausführung. Der als Zwillingbauwerk konzipierte «Viadotto della Biaschina» überspannt oberhalb des Dorfes Giornico den Fluss Ticino in 100 m Höhe und verbindet den Hangviadukt «San Pellegrino» mit dem doppelröhrigen Biaschina-Tunnel.

Das Projekt ist aus einem im Jahre 1976 vom Kanton Tessin veranstalteten Projektwettbewerb hervorgegangen.

Geologie

Im Bereich der Brücke sind drei Arten von Baugrund zu unterscheiden (siehe Fig. 2):

- Die rechte Talflanke wird durch eine mächtige Bergsturzmasse gebildet, sie ist sehr kompakt gelagert und variiert von grossen Blöcken bis zu Silt.
- Die linke Talseite besteht aus einem Felshang aus Leventina-Gneis. Das Gestein an sich weist extrem hohe Festigkeiten auf. Der Fels als Gesamtheit ist jedoch stark geschichtet und geklüftet. Aufgrund von Beobachtungen und Sondierungen sind im Bereich der Brückenfundationen potentielle Gleitflächen im Fels von 40–55° Neigung vorhanden.

- In der Talsohle findet sich eine bis zu 10 m starke, mit grossen Blöcken durchsetzte Flussablagerung, deren geringe Tragfähigkeit nicht geeignet ist, grosse Pfeilerlasten aufzunehmen.

Konzept

Tragsystem

Im Endzustand entspricht das Tragsystem einem durchlaufenden, schwimmend gelagerten Rahmen. Die beiden hohen Pfeiler (W, X) sind biegesteif mit dem Brückenträger verbunden, währenddem auf den übrigen Pfeilern und den Widerlagern Rollenlager eine Längsverschiebung ermöglichen.

Die talseitige Brücke (Spur S–N) ist an ihrem südlichen Ende über ein Gerbergelenk direkt mit dem Hangviadukt «San Pellegrino» verbunden.

Fundationen

Pfeiler und Widerlager auf der rechten Talseite sind alle auf dem Bergsturzmaterial fundiert. Die gegebenen *zulässigen Bodenpressungen* sind mit 2,5 kg/cm² in 4 m Tiefe bis max. 5,0 kg/cm² in 11,5 m Tiefe relativ klein und führten für die Pfeilerpaare V und W zu Fundamentkonstruktionen beträchtlichen Ausmasses.

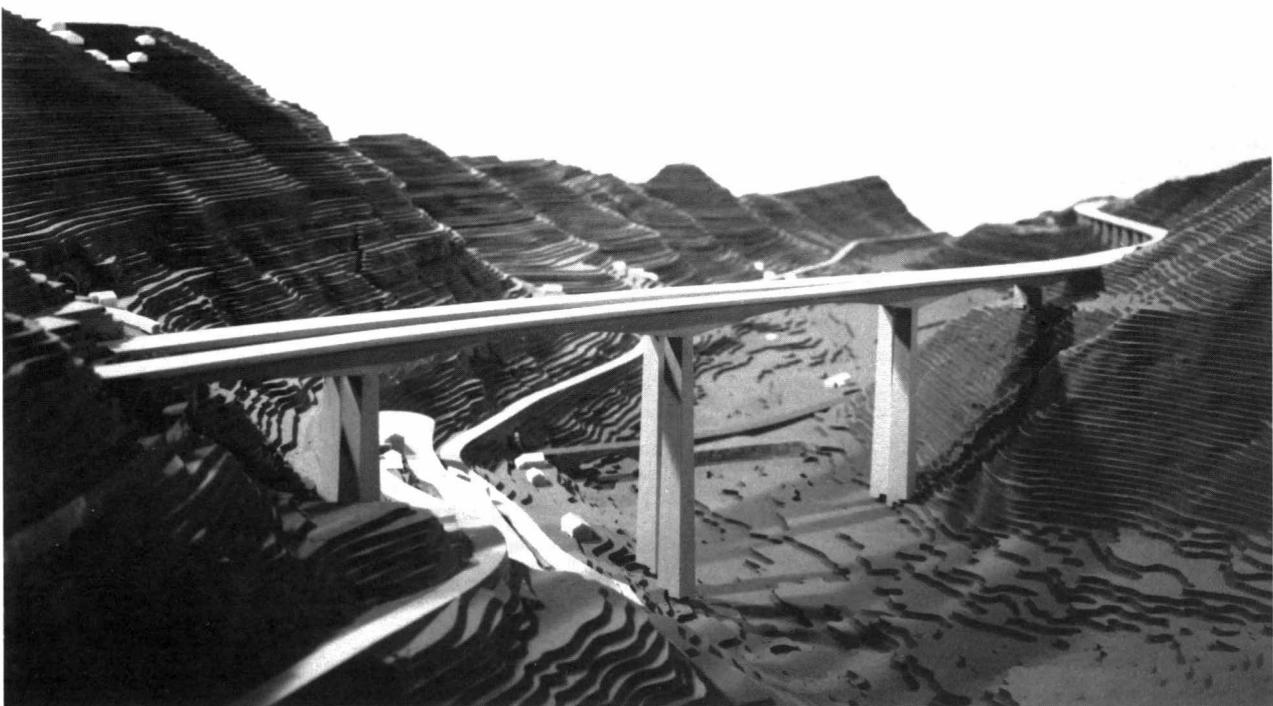


Fig. 1
Modellaufnahme Viadukt Biaschina. Blickrichtung: von Norden nach Süden.
Vue d'une maquette du viaduc du Biaschina en direction Nord-Sud.
Snapshot of Biaschina viaduct model in North-South direction.

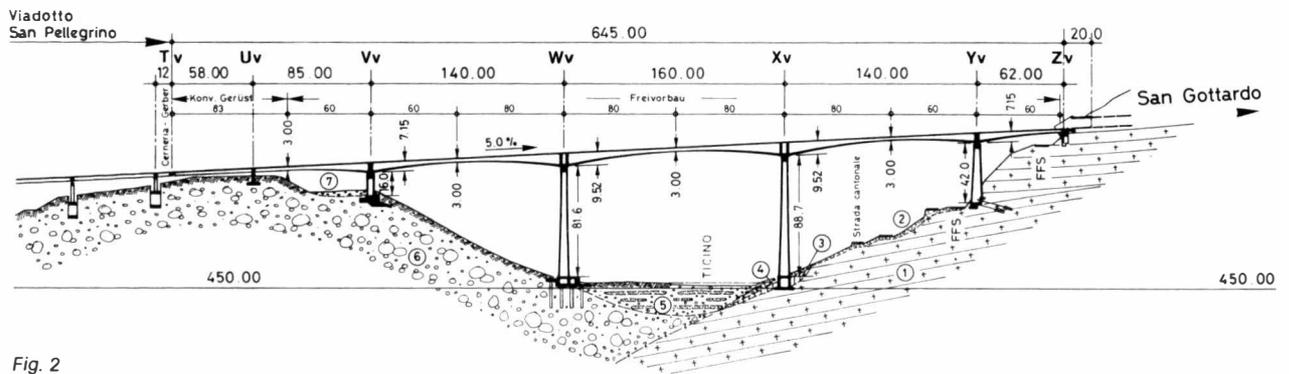


Fig. 2
Längsschnitt der talseitigen Brücke mit geologischem Profil
Coupe longitudinale du pont en aval avec profil géologique
Longitudinal section of the valley side bridge with geological profile

- | | | | |
|---|---|---|--|
| ① Leventina-Gneiss
Gneiss de la vallée de Leventina
Gneiss of the leventina valley | ③ Rutschfläche des Bergsturzes
Surface de glissement de l'éboulement
Landslip surface | ⑤ Flussablagerungen
Dépôts de rivière
Alluvial material | ⑦ Reste einer
Flussablagerung
Restes d'une
alluvion |
| ② Künstliche Auffüllungen, vom Bahnbau stammend
Remblai avec du matériau de la voie ferrée
Artificial fills with railway dam material | ④ Bergsturzmaterial
Eboulis
Landslip material | ⑥ Bergsturzmaterial
Eboulis
Landslip material | |

Für das Pfeilerpaar V ist dies eine gemeinsame, dem Gelände angepasste Flachfundation der Abmessung 19,0×40,5 m mit einem Versteifungsriegel zwischen den Pfeilern.

Beim Pfeilerpaar W wird die nichttragfähige Flussablagerung mit 40 Bohrpfehlen \varnothing 150 cm durchstossen und die Pfeilerlast auf das Bergsturzmaterial abgetragen. Die Grösse des Pfahlbanketts beträgt 24,0×44,25 m. Zwischen den Pfeilern ist die Platte ebenfalls versteift.

Auf der linken Talseite werden die Fundationen auf den Leventina-Gneiss gegründet. Wegen der Beschaffenheit des Felshanges und die durch Strasse und Bahn gegebenen Randbedingungen, waren hier teilweise grosse Schwierigkeiten konstruktiver und ausführungstechnischer Art zu überwinden.

Unter der Fundamentfläche des bergseitigen Pfeilers X fällt die Felsoberfläche über Eck mit 45–50° Neigung ab, was zur Folge hat, dass auf zweidrittel der Fläche eine bis zu 20 m starke, nicht äquivalent tragfähige Lockergesteinsschicht über der Felsoberkante liegt. Um den Fels auf der ganzen Fläche freilegen zu können, wurde eine rückverankerte Sekanten-Pfahlwand (Pfahl \varnothing 120 cm) als Baugrubenabschluss erstellt. Die bis auf den Fels ausgehobene Baugrube wurde anschliessend mit Füllbeton BN PC 200 kg/m³ bis zur Fundationskote aufgefüllt und darauf die eigentliche Fundamentkonstruktion erstellt.

Die Fundationen der beiden Pfeiler Y liegen in unmittelbarer Nachbarschaft der Bahngeleise und in einem sehr stark geneigten Bereich des Felshanges. Da wegen der Sicherheit des Bahnverkehrs hier keine sprengtechnischen Mittel erlaubt waren, musste der Felsabbau auf das absolute Minimale reduziert werden, was zu einer sehr komplizierten, zweiseitig abgetreppten Fundamentkonstruktion führte.

Wegen der Beschaffenheit des Felshanges (Klüfte, Gleitschichten) war es notwendig, vorgängig zur Sicherung des Bahnverkehrs und der Arbeiter eine umfassende Säuberung des Hanges von losem Material und Felsblöcken und eine Flächenverankerung mit Felsanker von 40–50 t Tragkraft vorzunehmen.

Die Fundamente selber sind zur Erhöhung der Gleitsicherheit mit 7 resp. 10 Felsankern zu 168 t Gebrauchskraft verankert.

Oberbau

Die Formgebung des Voutenträgers ist bei so extremen Spannweiten von entscheidender Bedeutung. Die Zunahme der Trägerhöhe von Feldmitte bis Stützenquerschnitt wurde so bestimmt, dass die Zugkraft im Obergurt bzw. die Druckkraft im Untergurt etwa linear zunimmt. Dadurch wird eine praktisch konstante Schubbeanspruchung und ein sehr einfacher Verlauf der Vorspannkabel erreicht. Für die Brücke wird nur

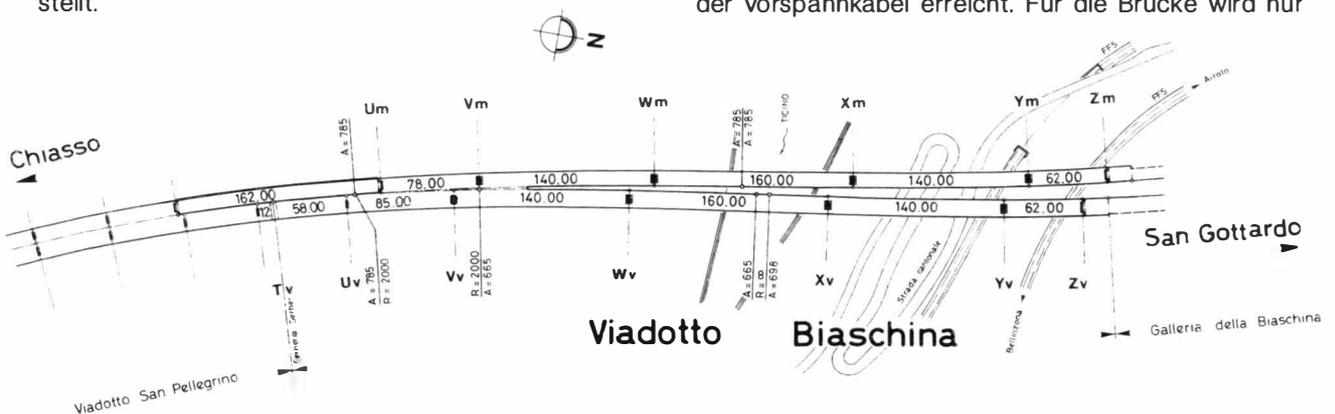


Fig. 3
Situation
Plan
Layout

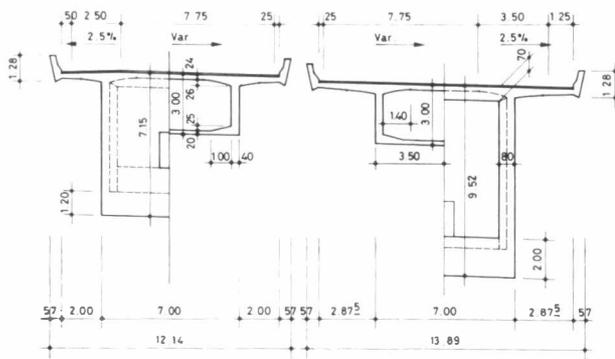


Fig. 4
Brückenquerschnitt
Section en travers des ponts
Cross section of the bridges

ein einziger Kabeltyp von 240 t Vorspannkraft verwendet (System BBRV). Im Freivorbauteil sind die Kabel, die zur Abdeckung der negativen Momente dienen, alle in der Fahrbahnplatte angeordnet; die Kontinuitätskabel im Feldbereich nur in der unteren Platte, so dass die schlanken Stege der Brücke frei von Vorspannkabeln sind. Lediglich in den auf konventionellem Gerüst hergestellten Randpartien ist der Verlauf der Vorspannkabel parabelförmig. Für die 80 m Kragarme sind über der Stütze 66 Kabel und für die 60 m Kragarme 52 Kabel notwendig. Die Spannweitenverhältnisse der Fahrbahnplatte sind so gewählt, dass auf eine Quervorspannung verzichtet werden konnte.

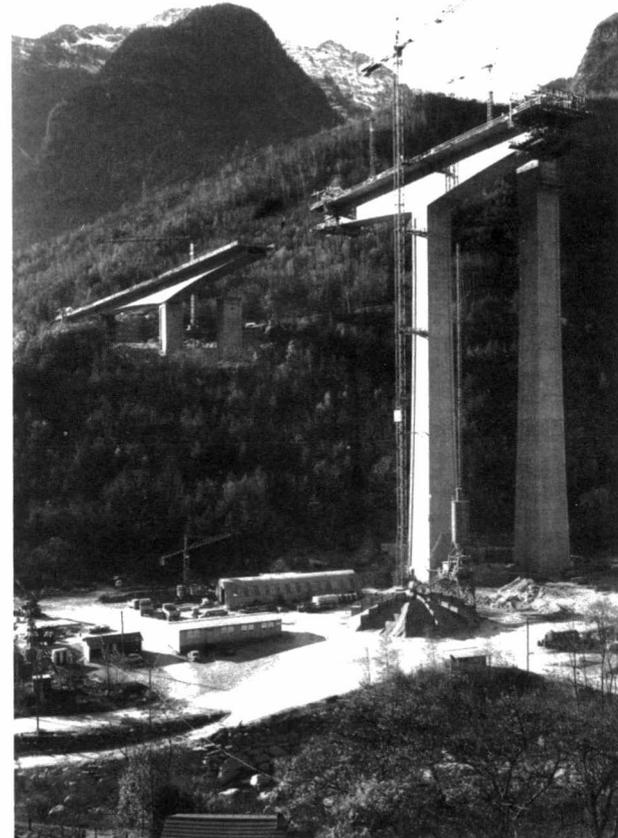


Fig. 5
Baustelle
Chantier
Construction site

Bauvorgang

Ausgehend von einer Basisetappe mit den gleichen Grundrissabmessungen wie der Pfeilerkopf, werden die Kragarme symmetrisch im Freivorbau vorgebaut. Die Etappenlänge variiert zwischen 2,85 m und 4,20 m und ist so festgelegt, dass ein Etappengewicht von ca. 120 t nicht überschritten wird. Im Normalfall wird im festen Wochentakt vorgebaut, wobei der Beton jeweils über das Wochenende die zum Spannen der Vorspannkabel erforderliche Festigkeit von 240 kg/cm² erhält.

Die zum gleichen Takt gehörenden Etappen links und rechts des Pfeilers, werden jeweils mit den gleichen Kabeln vorgespannt.

Auf den Pfeilern V und Y muss der Brückenträger während der Freivorbauphase eingespannt werden, da hier für den Endzustand Rollenlager eingebaut sind. Zu dem Zweck werden auf dem Pfeilerkopf je vier provisorische Stützlager eingebaut und der Brückenträger mit vertikalen Vorspannkabeln auf den Pfeiler rückverankert.

Zur statischen Berechnung

Windbelastung

Für die Beanspruchung der Brücke und insbesondere der Pfeiler spielt die Windbelastung eine entscheidende Rolle.

Grundsätzlich ist das Bauwerk für den Endzustand gemäss SIA 160 für einen Windstaudruck von 150 kg/m² resp. eine Windgeschwindigkeit von 176 km/h berechnet. Da jedoch die Eigenschwingzeiten der Pfeiler zwischen 4 und 6 Sekunden liegen, muss neben der statischen auch eine dynamische Windwirkung berücksichtigt werden. Eine geeignete Methode dazu hat J. Schlaich [1] beschrieben. Darin wird, ausgehend von der grössten Böengeschwindigkeit, der Staudruck ermittelt und in einen statischen und dynamischen Anteil aufgeteilt. Zum Dimensionierungs-Ersatzstaudruck gelangt man, indem man den dynamischen Anteil noch mit einem Faktor, welcher von Dämpfung und Eigenschwingdauer des Bauwerkes abhängig ist, vergrössert. Eine detaillierte Beschreibung der Methode befindet sich in [2]. Zusammenfassend seien hier die Resultate aufgeführt:

	Bauzustand	Endzustand
extreme Böengeschwindigkeit	150 km/h	170 km/h
Wiederkehrperiode	10 Jahre	50 Jahre
Staudruck	q ₀ 108 kg/m ²	139 kg/m ²
	q _{stat} 22	28
	q _{dyn} 86	111
Ersatzstaudruck im Bereich einer Bö	q _e 207 kg/m ²	266 kg/m ²

In Anbetracht dessen, dass im Gegensatz zur Windbelastung nach SIA 160 die Ausdehnung einer Bö lokal begrenzt werden darf, ergibt sich mit der beschriebenen Methode für den Endzustand keine ungünstigere Beanspruchung, im Bauzustand ist sie allerdings bestimmend.

Erdbeben

Die Erdbebenwirkung wurde nach SIA 160 Art. 22 Klasse VIII erfasst. Die Beanspruchung ist im Vergleich zu den Windbeanspruchungen jedoch nicht massgebend.

Bauausführung

Um die sich während dem Freivorbau einstellenden Durchbiegungen aufzufangen, müssen die Kragarme überhöht vorgebaut werden. Das Mass dieser Überhöhungen wurde mit einer Kriechstufenberechnung ermittelt und berücksichtigt die verschiedenen Bauzustände und die Einflüsse aus Materialverhalten, Zeit und Temperaturen. Beim 80-m-Vorbau erreicht diese Überhöhung ein Mass von 27 cm.

Mit dem Bau der Brücke wurde im Herbst 1979 begonnen. Ende 1983 wird die Spur S–N fahrbereit sein und Mitte 1984 kann das ganze Bauwerk dem Verkehr übergeben werden.

Literatur

- [1] J. Schlaich: Zur Frage der Wirkung von Windstößen auf Bauwerke. Der Bauingenieur 3 (1966) S. 102–106.
- [2] U. Guzzi und B. Meier: Viadotto della Biaschina, Schweiz. Ingenieur und Architekt 38 (1979) S. 739.

Viadotto della Biaschina

Zusammenfassung

An der N2 Chiasso–San Gottardo steht zur Zeit die Freivorbaubrücke Viadotto della Biaschina in Ausführung. Sie ist als Zwillingbauwerk mit einer Mittelspannweite von 160 m konzipiert. Die Fundationsverhältnisse sind stark unterschiedlich. Auf der linken Talseite sind die Pfeiler und Widerlager auf Fels gegründet, auf der rechten Talseite auf Bergsturzmaterial.

Die Freivorbauarme kragen 60 resp. 80 m aus der Pfeilerachse aus. Die Etappenlängen variieren von 2,85–4,20 m, wobei ein Etappengewicht von ca. 120 t nicht überschritten wird. Es wird im Wochentakt symmetrisch vorgebaut.

Das Brückentragwerk ist schwimmend gelagert. Die Pfeiler W und X sind steif mit dem Oberbau verbunden, auf den übrigen Pfeilern und den Widerlagern sind Rollenlager eingebaut.

Während der Bauausführung sorgen auf den Pfeilern V und Y je 4 provisorische Stützlager sowie 8 Vorspannkabel für eine biegesteife Verbindung von Pfeiler und Oberbau.

Bei der statischen Berechnung musste wegen der exponierten Lage des Bauwerkes und dessen Höhe über Grund, der Windbeanspruchung besondere Beachtung geschenkt werden. Gegenüber der Windbeanspruchung ist der Lastfall Erdbeben nicht massgebend.

Der Bau der Brücke wurde im Herbst 1979 begonnen und soll Mitte 1984 beendet sein.

Le viaduc de la Biaschina

Résumé

Le viaduc de la Biaschina sur l'autoroute N2 reliant Chiasso au tunnel autoroutier du St-Gothard est actuellement en construction. L'ouvrage consiste en deux ponts jumeaux dont la travée centrale est de 160 m. La nature des sols de fondation est très variée. En effet, sur la rive gauche les culées et les piles sont implantées dans une assise rocheuse tandis qu'elles reposent sur des matériaux d'éboulis sur la rive droite.

Construites en porte à faux à partir des piles, les travées ont 60 et 80 m de long. Elles sont bétonnées par étapes hebdomadaires symétriques de part et d'autre des piles. La longueur des étapes varie de 2,85 à 4,20 m, leur poids n'excédant pas 120 t environ.

La superstructure du pont est liée rigidement aux piles W et X alors qu'elle repose librement par des appuis à rouleaux sur les culées et les autres piles.

En outre, pendant la durée de la construction, des liaisons rigides supplémentaires entre la superstructure et les piles V et Y ont été réalisées par 4 appuis provisoires et 8 câbles de précontrainte.

En raison de la situation exposée de l'ouvrage et de sa hauteur au dessus du sol, on a tenu largement compte de l'influence du vent dans les calculs statiques. Par rapport aux sollicitations dues au vent, celles des tremblements de terres sont peu importantes.

Les travaux de construction, commencés en automne 1979, devraient se terminer en mi-1984.

The Biaschina-viaduct

Summary

The Biaschina-viaduct, at present under construction, will fill a gap in the Swiss National Highway N2 linking Chiasso to the St. Gotthard highway tunnel. This artwork consists of 2 twin bridges with 160 m wide midspans. Foundation conditions strongly differ. The left valley slope piers and abutments rest on bedrock, the right slope ones on landslide material.

To avoid a too pronounced imbalance the 60–80 m long segments (measured from the pier axis) are cast in place alternatively on either side of each pier, in stages of 2.85–4.20 m the weight of which does not exceed 120 t. Symmetric casting is done in weekly stages.

Piers W and X are rigidly fastened to the bridge deck structures which glide on supports placed on top of the other piers and abutments.

Four provisional supports placed on each V and Y piers during construction, as well as 8 pretensioning cables ensure a rigid connection between piers and bridge deck structure.

Because of the exposed site situation and the height of the bridges the wind impact had to be considered in static calculations, whereas seismic considerations played a subordinate role.

Construction tackled in the fall of 1979, should be completed by mid 1984.

Brücke San Pellegrino

Bauherrschaft
Projekt
Bauleitung
Bauunternehmung
Vorspannung
Baujahre

Kanton Tessin
Ingenieurgesellschaft Benicchio e Canonica SA, Lugano; Ruprecht e Ci, Viganello
Ufficio strade nazionali, Bellinzona
CST – impresa costruzioni SA, Biasca
VSL
1980 bis 1984

Das Bauwerk liegt in der Südrampe der Gotthardautobahn (Nationalstrasse N 2), ca. 10 km nördlich von Biasca. Für die beiden Fahrrichtungen werden separate Kastenbrücken erstellt mit folgenden technischen Daten:

Brückenbreite:

Süd-Nord Brücke: 13,32 m

Nord-Süd Brücke: 12,02 m

Spannweiten:

Süd-Nord Brücke: 14 × 60,0 m + 3 Randfelder; Gesamtlänge = 952,0 m

Nord-Süd Brücke: 12 × 60,0 m + 3 Randfelder; Gesamtlänge = 865,0 m

Brückenfläche total 23 100 m²

Die beiden Brückenquerschnitte haben trotz unterschiedlicher Breite weitgehend gleiche Abmessungen. Die vielfache Wiederholung der 60-m-Spannweite ermöglicht die Anwendung einer industriellen Taktbauweise. Sie war aber auch aus ästhetischen Gründen gegeben, da es sich nicht um eine Talbrücke, sondern um einen Viadukt handelt, der einem Hang entlang verläuft. Dieser Hang ist sehr steil, bis ca. 40°. Um die Stabilität des Hanges mit Foundationseingriffen nicht allzu häufig zu stören, ist die Regelspannweite mit 60m eher hoch angesetzt worden.

Die Brücke liegt in einer Steigung von 5,06 % und weist im Grundriss eine S-Form mit minimalen Radien von 800 resp. 900 m auf.

Beim Baugrund handelt es sich auf der ganzen Brücklänge um Bergsturzmaterial, das von der gegenüberliegenden Talseite stammt und am Ende der letzten Eiszeit das ganze Tal abspernte. Der steile Hang wurde durch die darauffolgende fluviale Erosion gebildet. Obwohl die Vegetation nicht auf lokale oder globale Instabilitäten jüngerer Datums hinweist, zeigen die geotechnischen Untersuchungen, dass keine grossen Stabilitätsreserven vorhanden sind. Die Granulometrie ist äusserst variabel und reicht von grossen Blöcken in grosser Zahl über Kies bis zu Silt und Lehm. Diesen Verhältnissen trägt die Schachtfundation in optimaler Weise Rechnung. Die elliptischen Schächte \varnothing 6,30 m / 3,30 m werden in Etappen von 1,50 m ausgehoben und jeweils mit einem leicht armierten Ring gesichert. Nach Erreichen der Fundationstiefe, in der Regel 15–25 m ab

Terrain, wird der Schacht armiert und voll ausbetoniert. Diese Art von Foundation weist folgende günstige Eigenschaften auf:

- Die Lasten können in beliebige Tiefen geführt werden, so wie das die Stabilität oder die Bodenaufschlüsse erfordern.
- Mit den kleinen Schachtquerschnitten lassen sich in den obersten lockeren Schichten grosse Hanganchnitte oder Hanganicherungen vermeiden.
- Es kann ein kleiner, hydraulisch betriebener Tieföffel (jeweils an einen Schachtring angeflanscht) eingesetzt werden.
- Die Entfernung resp. Sprengung von groben Blöcken ist problemlos möglich.

Die Einleitung der horizontalen Kräfte in den Baugrund, insbesondere der talwärts wirkenden, erforderte besondere Überlegungen. Permanente Lockergesteinsanker waren aus Gründen des Unterhaltes unerwünscht. Um die oberen talseitigen Schichten von Horizontalkräften zu befreien, werden die Pfeiler exzentrisch gegen den Berg auf die Schächte aufgesetzt. So stützt sich der obere Schachtteil permanent gegen den Berg ab. In den steilsten Hangpartien werden zusätzlich 4 m hohe Querriegel zwischen die berg- und talseitigen Pfeiler eingespannt, womit weitere Entlastungen verbunden sind.

Die Stützen erreichen Höhen bis max. 40 m. Sie sind hohl, mit Wandstärken von 30 cm. Sie werden mit Steigschalung erstellt.

Die Überbauten werden fugenlos ausgeführt von Widerlager zu Widerlager. Konventionelle Lehrgerüste können im steilen Hang nicht abgestellt werden. Die Unternehmer haben verschiedene Arten von Vorschubgerüsten vorgeschlagen. Ausgeführt wird die Brücke mit einem Freivorbaugerät (MSF) österreichischer Provenienz.

Auf jeder Stütze wird ein Überbauabschnitt von 8,25 m Länge, die Startetappe, erstellt. Die Rollen- oder Kipp lager werden provisorisch blockiert, gegen Verschieben und gegen Verdrehen, so dass das Gerüst auf fahren kann. Die Brücke wird mit Hilfe des MSF-Gerätes in Freivorbauart mit jeweils zweimal 4 Etappen von 6,50 m nach vorn und hinten bis in Feldmitte erstellt.

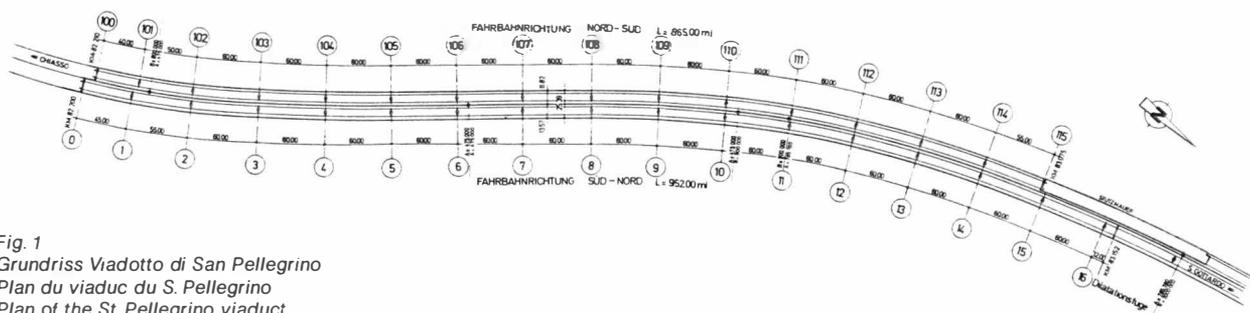


Fig. 1
Grundriss Viadotto di San Pellegrino
Plan du viaduc du S. Pellegrino
Plan of the St. Pellegrino viaduct

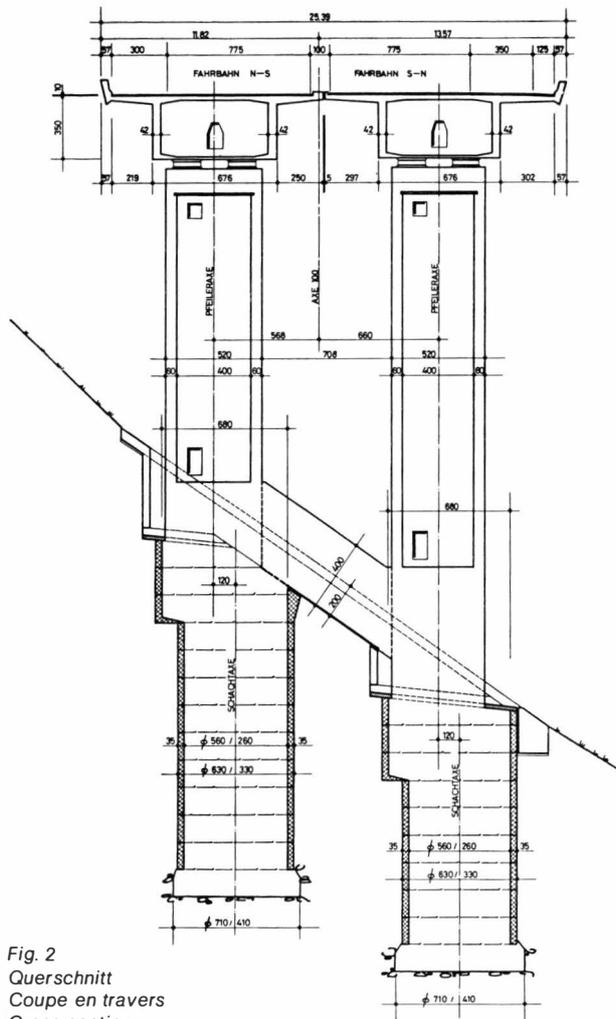


Fig. 2
Querschnitt
Coupe en travers
Cross section

Nach Auffahren des Gerätes auf die Startetappe wird die provisorische Gelenkblockierung gelöst. Das Gerät übernimmt die Stabilisierung des Starttisches resp. des nach vorn und hinten wachsenden Freivorbau. Wie in Fig. 3 dargestellt, stützt es sich dabei hinten auf den Kragarm (R1) der erstellten Brücke und vorn auf die Kragarmenden des Freivorbau (R2 und R3) ab.

Am Hauptträger des Gerätes sind Schalungsgondeln für die 6,50 m Abschnitte aufgehängt. Sie können leicht in die neue Etappe verschoben werden. Die im MSF-Gerät eingebauten Krane übernehmen sämtliche Materialtransporte ab Lastwagen zum Freivorbau. Vergleicht man das Freivorbaugerät mit Vorschubgerüsten für feldweise Brückenherstellung, so ist folgendes festzustellen:

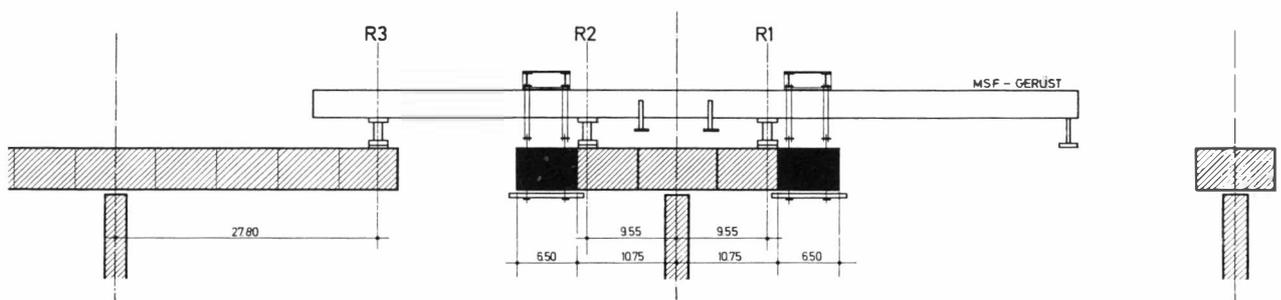


Fig. 3
Betonierzustand: Etappe 2
Travaux de bétonnage: 2ème étape
Concreting: stage 2

- Das Gerät ist für 60-m-Spannweiten relativ leicht (360 t inkl. Schalungen) und in der mechanischen Ausrüstung einfacher. Investitions- und Montagekosten sind erheblich geringer als bei Vorschubgerüsten für gleiche Spannweiten.
- Die Freivorbauweise hat einen etwas höheren Spann Stahlbedarf. Dies ist auf die Bauzustände mit grossen Kragarmen und darauf ruhenden Gerüstlasten zurückzuführen.
- Es sind kleinere Kabeleinheiten mit kleineren durchschnittlichen Kabellängen in mehr Etappen einzubauen. Es sind mehr Abschalungen notwendig.
- Der Zeitbedarf für eine Spannweite beträgt 5 Wochen (4 Betonieretappen à 1 Woche und eine Vorschubetappe). Dies ist deutlich höher als beim Brückenbau mit Vorschubgerüst. Das Zusammenwirken von Brückenbaugerät und Bauzustandssystemen bedingt eine enge Zusammenarbeit zwischen Projektverfasser und den Ausführungsorganen. Dies gilt sowohl für das Kräftespiel wie auch für die Beherrschung der Verformungen.

Für die Bauzustände wurden verminderte Bruchsicherheiten angenommen. Andererseits wurde darauf geachtet, dass in diesen Zuständen in den Abschnittsfugen keine rechnerischen Zugspannungen auftreten.

E. Bosshard / R. Pozzi

Brücke San Pellegrino

Zusammenfassung

Das Bauwerk liegt in der Südrampe der Gotthardautobahn (Nationalstrasse N2), ca. 10 km nördlich von Biasca. Für die beiden Fahrrichtungen werden separate Kastenbrücken erstellt mit folgenden technischen Daten:

Brückenbreite:
Süd-Nord Brücke: 13,32 m
Nord-Süd Brücke: 12,02 m

Spannweiten:
Süd-Nord Brücke: 14 × 60,0 m + 3 Randfelder;
Gesamtlänge = 952,0 m
Nord-Süd Brücke: 12 × 60,0 m + 3 Randfelder;
Gesamtlänge = 865,0 m
Brückenfläche total 23 100 m²

Die vielfache Wiederholung der 60 m Spannweite ermöglicht die Anwendung einer industriellen Taktbauweise.

Der Viadukt verläuft einem sehr steilen Hang entlang (bis 40°): um die Stabilität des Hanges mit Fundationseingriffen nicht allzu häufig zu stören, ist die Regelspannweite mit 60 m eher hoch angesetzt worden.

Beim Baugrund handelt es sich auf die Brückenlänge um Bergsturzmaterial, das am Ende der letzten Eiszeit das ganze Tal abspernte. Der steile Hang wurde durch die darauffolgende fluviale Erosion gebildet. Die geotechnischen Untersuchungen zeigen, dass keine grossen Stabilitätsreserven vorhanden sind. Die Granulometrie des Materials ist äusserst variabel. Diesen Verhältnissen trägt die Schachtfundation in optimaler Weise Rechnung. Die elliptischen

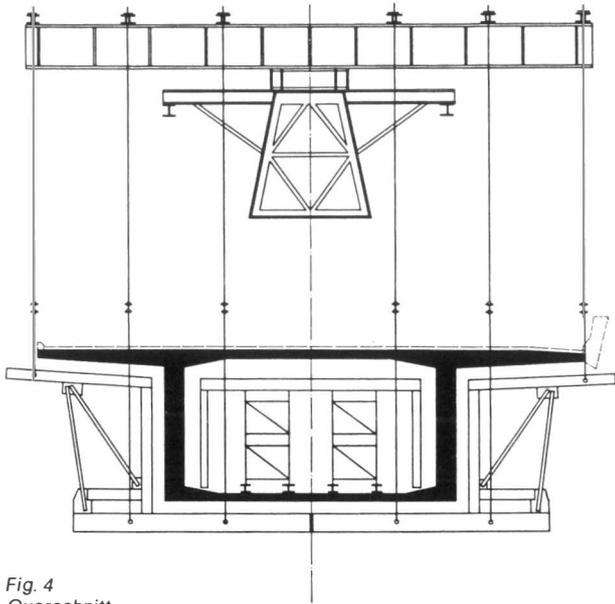


Fig. 4
Querschnitt
Coupe en travers
Cross section

Schächte werden in Etappen von 1,50 m ausgehoben und jeweils mit einem leicht armierten Ring gesichert. Nach Erreichen der Fundationstiefe (15–25 m ab Terrain), wird der Schacht armiert und voll ausbetoniert. Diese Art von Fundation weist folgende günstige Eigenschaften auf:

- Die Lasten können in beliebige Tiefen geführt werden, so wie das die Stabilität oder Bodenaufschlüsse erfordern.
- Mit den kleinen Schachtquerschnitten lassen sich in den obersten lockeren Schichten Hanganschnitte oder Hangsicherungen vermeiden.

Die Stützen sind hohl und erreichen bis max. 40 m.

Die Überbauten werden fugenlos ausgeführt von Widerlager zu Widerlager.

Die Brücke wird mit einem Freivorbaugerät (MSF) österreichischer Provenienz ausgeführt.

Auf jeder Stütze wird ein Überbauabschnitt von 8,25 m Länge, die Startetappe, erstellt. Die Rollen- oder Kipplager werden provisorisch blockiert, so dass das Gerüst auffahren kann. Die Brücke wird mit Hilfe des MSF-Gerätes in Freivorbauart mit jeweils zweimal 4 Etappen von 6,50 m nach vorn und hinten bis in Feldmitte erstellt.

Nach Auffahren des Gerätes auf die Startetappe wird die provisorische Gelenkblockierung gelöst. Das Gerät übernimmt die Stabilisierung des Starttisches resp. des nach vorn und hinten wachsenden Freivorbau. Wie in Fig. dargestellt, stützt es sich dabei hinten auf den Kragarm (R1) der erstellten Brücke und vorn auf die Kragarmenden des Freivorbau (R2 und R3) ab.

Am Hauptträger des Gerätes sind Schalungsgondeln für die 6,50 m Abschnitte aufgehängt.

Der Zeitbedarf für eine Spannweite beträgt 5 Wochen (4 Betonieretappen à 1 Woche und eine Vorschubetappe).

Le Pont San Pellegrino

Résumé

L'ouvrage se trouve sur la rampe sud de l'autoroute du Gothard (Route nationale N2), à 10 km environ au nord de Biasca. Il s'agit de deux ponts jumeaux à section en caisson, un pour chaque direction de circulation. Voici leurs caractéristiques:

Largeurs:

Pont sud–nord: 13,32 m

Pont nord–sud: 12,02 m

Portées:

Pont sud–nord: 14 × 60,0 m + 3 travées de rive

Longueur totale: 952,0 m

Pont nord–sud: 12 × 60,0 m + 3 travées de rive

Longueur totale: 865,0 m

Surface totale des ponts 23 100 m²

La répétition de nombreuses travées de 60 m a permis l'application d'une méthode industrielle de fabrication.

Le viaduc longe un flanc de vallée très abrupt (jusqu'à 40°); afin de ne perturber que le moins possible la stabilité de ce talus par les

travaux de fondation, on a choisi des travées relativement longues de 60 m.

Sur toute la longueur de l'ouvrage, le terrain de fondation est constitué des éboulis rocheux qui remplissaient toute la vallée à la fin de la dernière période glaciaire. Les flancs raides ont été formés par l'érosion fluviale au cours de la période suivante. Les examens géotechniques ont montré qu'il n'y a pas de grande réserve de stabilité. La granulométrie des matériaux est excessivement variable. Compte tenu de ces circonstances, le choix s'est porté sur des fondations par puits, comme étant celles qui répondent le mieux aux exigences. Les puits elliptiques sont creusés par étapes de 1,50 m et coffrés par des anneaux de béton légèrement armés. Une fois la profondeur de fondation atteinte (15 à 25 m à partir de la surface), le puits est armé puis bétonné à pleine section. Ce mode de fondation présente les avantages suivants:

- Les charges peuvent être transmises à n'importe quelle profondeur exigée par la stabilité et autres caractéristiques du sol.
- Grâce à la faible section des puits, il n'est pas nécessaire d'entailler la pente dans sa couche supérieure peu compacte, ni de renforcer sa stabilité.

Les piles sont creusées, la plus haute a 40 m.

Les superstructures sont sans joints d'une culée à l'autre. L'ouvrage est exécuté en porte à faux à partir des piles, au moyen d'un échafaudage de provenance autrichienne (MSF). Au sommet de chaque pile, des encorbellements symétriques forment un tronçon de pont de 8,25 m constituant l'étape de départ. Pour le début du bétonnage d'une travée, les appuis mobiles sont provisoirement bloqués. Le bétonnage s'exécute de part et d'autre des piles en deux fois quatre étapes de 6,50 m, jusqu'au milieu de la travée. Quand l'échafaudage est arrivé sur l'étape de départ, le blocage provisoire des appuis est supprimé. C'est alors l'échafaudage qui assure la stabilité du tronçon de départ et de la construction avançant de part et d'autre. Comme le montre la figure il s'appuie pour cela en arrière sur le bras en porte à faux (R1) du pont construit et en avant sur les bouts en porte à faux (R2 et R3) de l'ouvrage.

Les coffrages pour les tronçons de 6,50 m sont suspendus à la poutre principale de l'échafaudage.

Le temps nécessaire à l'exécution d'une travée est de 5 semaines (4 étapes de bétonnage plus 1 semaine de déplacement de l'échafaudage).

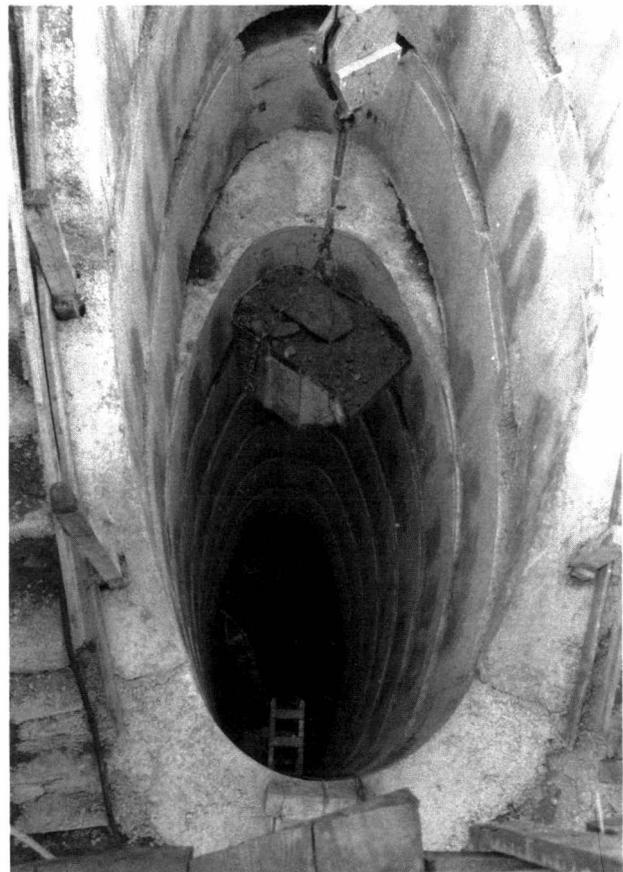


Fig. 5
Schachtfundation
Fondation du puits
Shaft foundation



Fig. 6
Baustelle
Chantier
Construction site

The San Pellegrino-bridge

Summary

The structure is situated in the Southern Ramp of the Gotthard Motorway (National Highway N2) approximately 10 km north of Biasca. Separate box girder bridges were constructed for the two carriageways, having the following technical data:

Width of bridge:

South-North bridge: 13.32 m

North-South bridge: 12.02 m

Spans:

South-North bridge: $14 \times 60.0 \text{ m} + 3 \text{ end spans}$;
total length = 952.0 m

North-South bridge: $12 \times 60.0 \text{ m} + 3 \text{ end spans}$;
total length = 865.0 m

Total bridge area 23 100 m²

The repeated use of the 60 m span made possible the adoption of an industrial construction method.

The viaduct runs along a very steep slope (up to 40° inclination): to avoid too frequent disturbance of the stability of the slope by foundation works, the standard span of 60 m chosen is rather on the high side.

Along the length of the bridge the foundation subsoil is composed of fallen rock material, which blocked the entire valley at the end of the last ice age. The steep slope was formed by the subsequent fluvial erosion. The geotechnical investigations show that the reserves of stability are not high. The granulometry of the material is highly variable. The shaft foundation provides an excellent solution

for these conditions. The elliptical shafts are excavated in stages of 1.50 m and each secured with a lightly reinforced ring. After the foundation depth (15–25 m from ground level) has been reached, the shaft is reinforced and fully concreted. This type of foundation has the following favourable characteristics:

- The loads can be transmitted down to any depth that may be required for stability or by the soil conditions.
- The small cross-sections of the shafts means that it is not necessary to cut into or secure the slope in the uppermost, loose strata.

The piers are hollow and have a maximum height of 40 m. The superstructures extend continuously without joints from abutment to abutment.

The bridge is constructed with a free cantilevering device (MSF) of Austrian manufacture.

At the top of each column, a portion of superstructure of 8.25 m length, the starting segment is erected. The roller or tilting bearings are temporarily blocked to permit the gantry to run on. The bridge is constructed with the help of the MSF gantry by the free cantilevering method by twice 4 steps of 6.50 m forwards and backwards to the centre of the span on each occasion.

After the gantry has been run onto the starting segment, the temporary blocking of the hinge is released. The gantry provides stabilization for the starting segment and the free cantilever as it grows forwards and rearwards. As shown in the figure, the gantry rests at the rear on the cantilever (R1) of the already constructed bridge and at the front on the ends of the cantilever arms of the free cantilever (R2 and R3).

Formwork travellers for the 6.5 m long sections are suspended from the main girder of the equipment.

The time required for one span is 5 weeks (4 concreting steps of one week and one advancing step).

Die Anwendung der Vorspanntechnik bei Schrägkabeln an Brücken in Belgrad und in Novi-Sad (Jugoslawien)

Einleitung

Vor zwanzig Jahren wurde in der Schweiz erstmals eine Spannbetonbrücke mit Schrägkabeln aus parallelen Drähten errichtet. Es handelt sich um die Fussgängerbrücke über die Birs an deren Mündung in den Rhein bei Birsfelden/Basel. Das Verhalten dieser Brücke und ihrer Aufhängekonstruktion während der zwanzigjährigen Betriebszeit ist einwandfrei. Bis heute sind keine Unterhaltsarbeiten an den Kabeln notwendig geworden.



Fig. 1
Erste Spannbeton-schrägkabelbrücke in der Schweiz mit Parallel-drahtkabeln. Baujahr 1962. Entwurf: Aegerter und Dr. Bosshard AG, Basel.

Le premier pont haubané en béton précontraint construit en Suisse en 1962. Projet Aegerter et Dr. Bosshard SA, Bâle.
First cable stayed bridge with prestressed concrete deck in Switzerland with parallel wire cables, constructed in 1962. Project by Aegerter and Dr. Bosshard AG, Basle.

Die Kabel der Birsbrücke weisen die schon damals wesentlichen Merkmale auf, welche in der anschliessend einsetzenden, umfassenden Weiterentwicklung bis hin zu den heute international im Grossbrückenbau im Einsatz stehenden Paralleldrahtkabeln Typ Hi-Am als Grundbestandteile enthalten sind:

- Die Anordnung der Tragelemente als Bündel parallel verlaufender Drähte aus hochwertigem, kaltgezogenem Spannbetondraht in dichter Packung.
- Das Korrosionsschutzsystem, bestehend aus einer inneren Zementmörtelinjektion und einem äusseren Rohrmantel aus Polyäthylen, welcher sowohl das Einbringen des Zementmörtels, als auch dessen dauerhaften mechanischen Schutz gewährleistet.

Als Kabelverankerung wurde das System BBRV mit Einzelverankerung jedes Drahtes mittels aufgestauchten Köpfchen von der Technik des vorgespannten Betons direkt übernommen. Diese Verankerungsart wurde auch 1961 bei den Paralleldrahtkabeln am Schillersteg [1] in Stuttgart, einer Stahlkonstruktion, verwendet.

Über die Entwicklungsarbeiten an den Verankerungen von Paralleldrahtkabeln ist verschiedentlich berichtet worden [2], [3].

Neben dem für die Dauerhaftigkeit der Schrägkabel massgebenden Korrosionsschutz ist die Belastung mit Wechsellasten von Bedeutung. Bei Schrägkabelbrücken mit hohem Nutzlastanteil wird der Ermüdungswiderstand zur entscheidenden Dimensionierungsgrundlage.

Die Kontrolle der Ermüdungsfestigkeit des für Schrägkabel verwendeten Drahtmaterials ist denn auch eine wichtige Voraussetzung für die Gewährleistung der Sicherheit dieses Bauelementes [4].

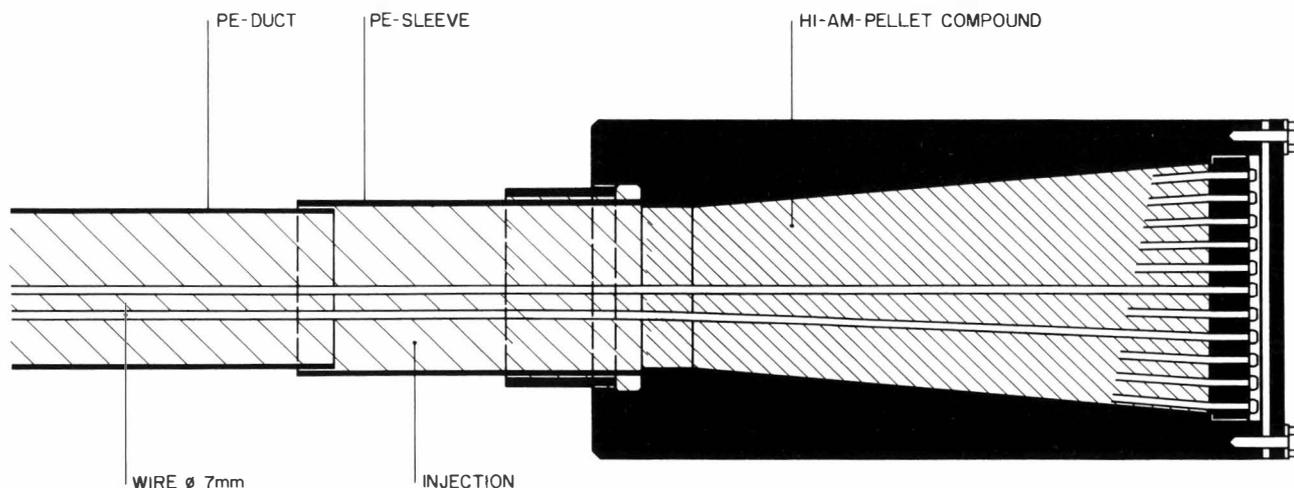


Fig. 2
«Hi-Am»-Verankerung für Paralleldrahtkabel.
Système d'ancrage «Hi-Am» des fils parallèles.
«Hi-Am»-anchoring system of parallel wire cables.

Bei den nachfolgend beschriebenen Brücken gelangten die in der Schweiz entwickelten und hergestellten Paralleldrahtkabel Hi-Am zur Anwendung. Beide Bauwerke wurden von jugoslawischen Konstrukteuren entworfen und errichtet.

Hi-Am-Verankerung

Die Bezeichnung Hi-Am ist eine Abkürzung des englischen Ausdrucks «high amplitude» und weist auf die hohen ertragbaren Lastamplituden hin. Das Bündelende des Paralleldrahtkabels wird in einen mit konischer Bohrung versehenen Ankerkopf eingebracht. Die einzelnen Drähte des Bündels werden durch eine Lochplatte geführt und mit BBRV-Stauchköpfchen versehen. Der konische Hohlraum zwischen der Lochplatte und dem am kabeelseitigen Austritt konzentrierten Bündel wird mit einer speziellen Vergussmasse aus angereichertem Epoxydharz und Stahlkügelchen verfüllt und unter kontrollierter Tempe-

ratur ausgehärtet. Die damit erreichte Verbundkonstruktion weist folgende Eigenschaften auf:

- Die Drähte des Bündels sind einzeln in die Vergussmasse eingebettet und am Ende mechanisch festgehalten.
- Die Überleitung der Zugkraft des Bündels in die Verankerung erfolgt kontinuierlich mittels Haftverbund.
- Der im Verbundkonus wirkende Spannungszustand erzeugt bei zunehmender Kraft im einzelnen Draht den Aufbau von Stützkräften, welche durch den Stahlzylinder aufgenommen werden.
- Die Lochplatte gewährleistet die Aufrechterhaltung dieser Stützkräfte auch im Falle der Erschöpfung des Haftverbundes bei Überlastung der Drähte über die Streckgrenze hinaus.
- Durch die gewählte Konstruktionsart wird erreicht, dass einerseits Wechsellasten im Betriebsbereich keine Beeinträchtigung des Ermüdungswiderstandes der Drähte zur Folge haben und andererseits die Verankerung bis zum statischen Bruch des Bündels intakt und wirksam bleibt.

Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Save in Belgrad

Bauherr
Projektverfasser
Hersteller der Schrägkabel
Baujahre

Städtische Brückenbaudirektion, Belgrad
Prof. Dr. N. Hajdin und Prof. Dipl. Ing. L. Jevtović, Belgrad
Stahlton AG, Zürich
1975–1979

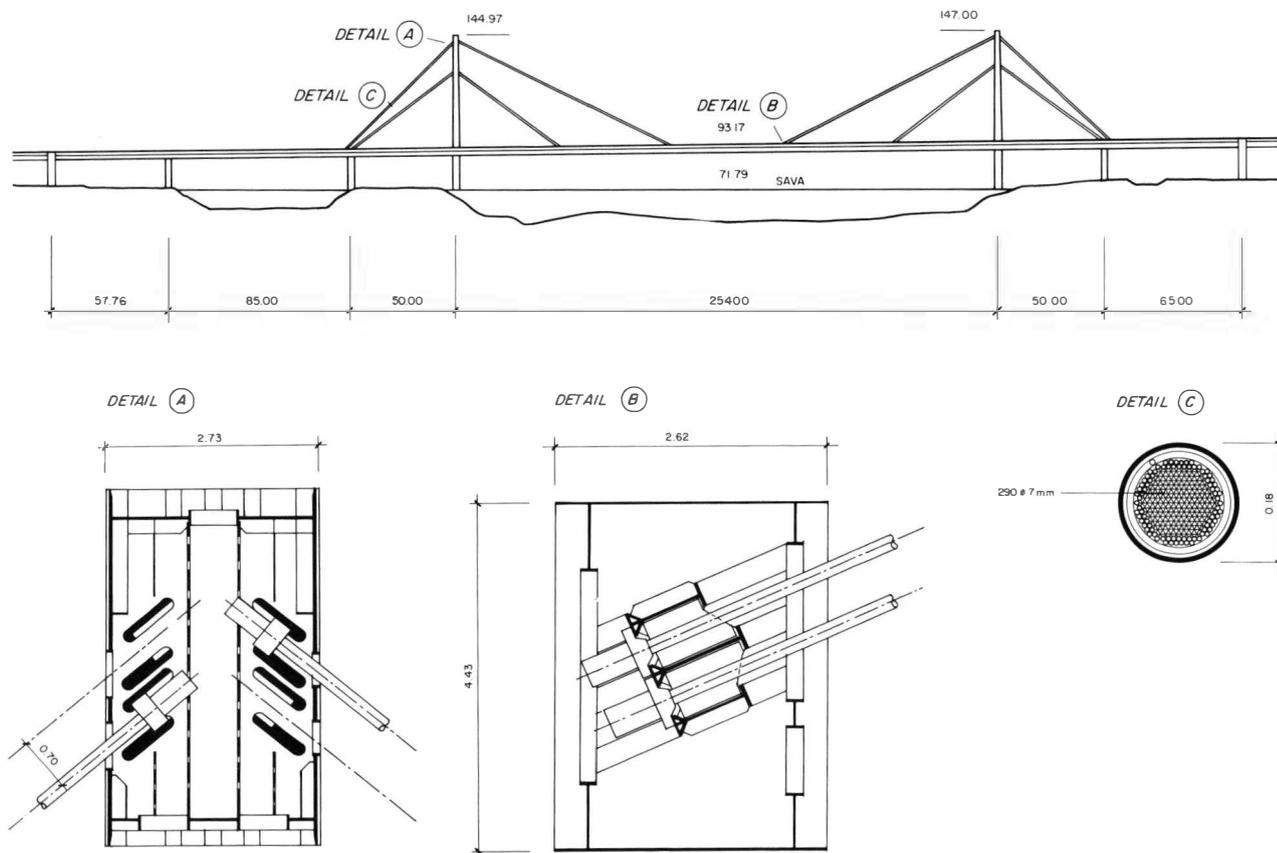


Fig. 3
Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Save in Belgrad. Ansicht, Details.
Pont à double voies traversant le Save à Belgrade. Plan vertical et détails.
Double track railway bridge crossing the Sava at Belgrade. Upright projection and details.



Fig. 4
Montage der Save-Brücke auf Hilfsjochen.
Montage du pont du Save à l'aide de piliers auxiliaires.
Assembling the Sava bridge using auxiliary piles.

Die Eisenbahnbrücke über die Save ist Bestandteil der Rekonstruktion und des Ausbaus des Eisenbahnnetzes in Belgrad und wird die Hauptzufahrt der Linie Zagreb–Belgrad in den neugeplanten Bahnhof darstellen. Sie bildet das Hauptelement eines Brückenzuges von 2000 m Länge und hat im Strombereich die Spannweiten 50 m, 254 m, 50 m, mit anschließenden Feldern von 85 m bzw. 64 m. Die freie Spannweite von 254 m wird in den Fünftelpunkten mit je einer Kabelgruppe von 4 Paralleldrahtkabeln pro Hauptträger elastisch gestützt. Die Höhe der Pylonen beträgt 53 m.

Der Querschnitt der mit einem durchgehenden Schotterbett versehenen Brücke besteht aus zwei Hauptträgern als geschlossene Stahlkasten mit konstanter Höhe von 4,43 m, welche durch eine orthotrope Platte verbunden sind. Die Platte und die Innenseite der Kastenträger bilden den Trog für das Schotterbett. Die Aussteifung erfolgt mit Querträgern im Abstand von je 2,5 m, von welchen jeder sechste mit Fachwerken zu einem Hauptquerträger erweitert ist. Das Schotterbett erfüllt zwei Funktionen, indem es einerseits für die Lärmdämpfung dient und andererseits das Verhältnis von Eigengewicht zu Nutzlast günstig beeinflusst.

Die Montage der Brücke erfolgte auf provisorischen Jochen, welche in der Mittelöffnung im Strom zulässig waren. Damit war es möglich, die Vorspannung der Paralleldrahtkabel durch das Absenken der Brücke zu erzeugen. Eine Überprüfung der Kräfte in den Kabeln nach dem Absenken ergab die vollständige Übereinstimmung mit der Rechnung, so dass die vorgesehene Regulierung der Kräfte unnötig wurde.

Für die Brücke wurden insgesamt 64 Paralleldrahtkabel verwendet, mit Drahtanzahlen von 240 \varnothing 7 mm (längstes Kabel gegen Strommitte) bis 290 \varnothing 7 mm (längstes Rückhalte-kabel) [5].

Die rechnerischen Spannungen im stärksten Rückhalte-kabel betragen:

$$\begin{aligned}\sigma_{\min.} &= 280 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{\max.} &= 495 \text{ N/mm}^2 \\ \Delta \sigma_{\max.} &= 215 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Die Kontrolle des verwendeten Drahtmaterials mit Bezug auf Ermüdungswiderstand erfolgte an insgesamt 216 Proben, welche gleichmässig verteilt über die gesamte Stahlmenge von 410 Tonnen erhoben wurden. Die Auswertung der Prüfungsergebnisse ergab folgende Werte für die ertragbaren Spannungsamplituden des Grundmaterials, ausgehend von einer konstanten oberen Spannung von 735 N/mm² (75 kp/mm²) und einer Lastwechselanzahl von 2.10⁶:

$$\begin{aligned}\text{Bruchwahrscheinlichkeit } 50\% \sigma_{G50} &= 445 \text{ N/mm}^2 \\ &(45,5 \text{ kp/mm}^2) \\ \text{Bruchwahrscheinlichkeit } 5\% \sigma_{G5} &= 345 \text{ N/mm}^2 \\ &(35 \text{ kp/mm}^2)\end{aligned}$$

Diese Resultate ergeben den Faktor $\gamma = \frac{345}{215} = 1,6$, welcher für die Beurteilung des Ermüdungswiderstandes der Paralleldrahtkabel herangezogen werden kann.

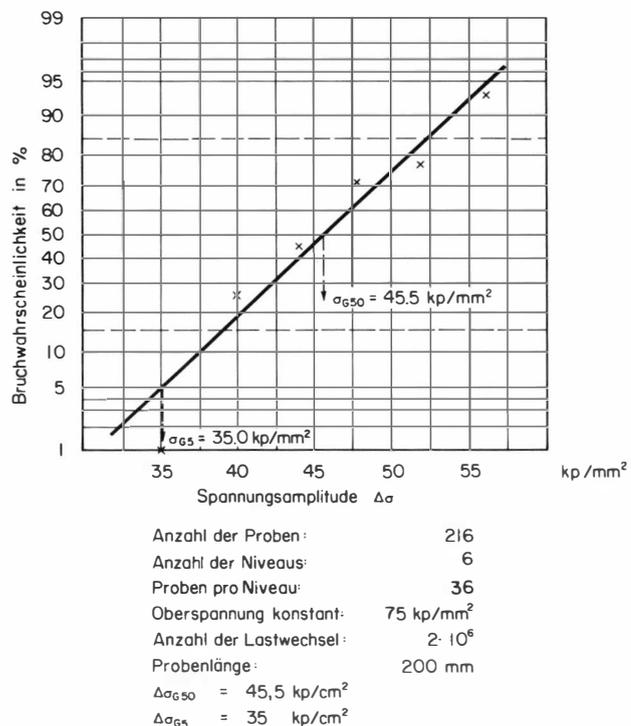


Fig. 5
Ermittlung des Ermüdungswiderstandes des Drahtmaterials für die Save-Brücke. Auswertung von 216 Stichproben, verteilt auf 6 Spannungsniveaus.
Détermination de la résistance à la fatigue des torons du pont du Save. Analyse des résultats d'essais de 216 éprouvettes prélevées au hasard de 6 niveaux de contrainte.
Détermination of fatigue resistance of the Sava bridge cables. Assessment of test results yielded by 216 random specimens taken from 6 stress levels.

Donaubrücke in Novi-Sad «Brücke der Freiheit»

Bauherr SIS, Novi-Sad
 Projektverfasser Prof. Dr. N. Hajdin, Belgrad
 Institut «Kirilo Savić», Belgrad
 Hersteller der Schrägkabel Stahlon AG, Zürich
 Baujahre 1976 – 1981

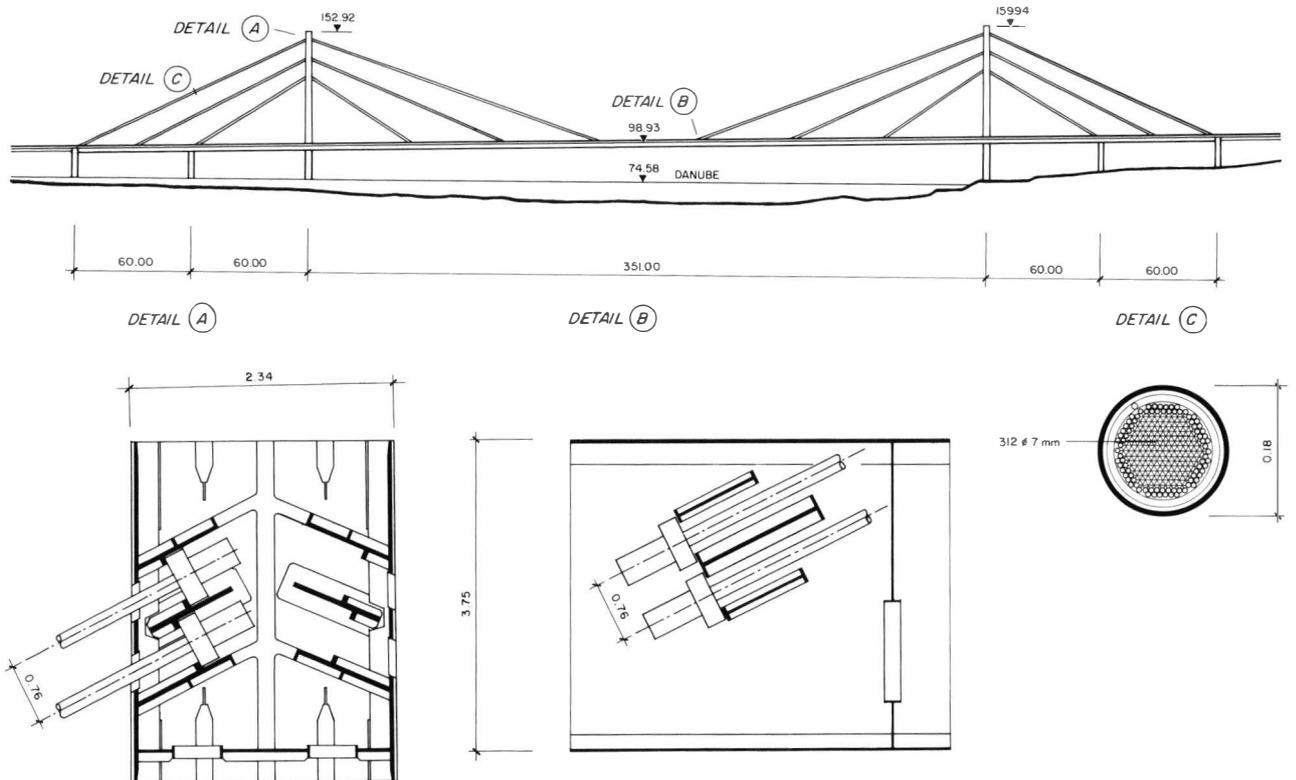


Fig. 6
 Donaubrücke Novi-Sad. Ansicht, Details.
 Le pont du Danube à Novi-Sad: plan vertical, détails.
 Danube bridge at Novi-Sad: upright projection, details.

Die Entwicklung der Stadt Novi-Sad, welche 60 km stromaufwärts von Belgrad liegt, sieht eine Erweiterung des Wohngebietes am rechten Donauufer vor. Die neue Donaubrücke dient sowohl dieser Erschließung als auch der Entlastung der Innenstadt. Die Brücke hat eine grösste Spannweite von 351 m und je zwei seitliche Randfelder von 60 m. Sie ist die heute zweitgrößte Schrägkabelbrücke mit Anordnung

der Kabel in der Mittelebene. Insgesamt sind nur 12 Kabelstränge, bestehend jeweils aus einer Gruppe von 4 Einheiten eingebaut. Die Kabel haben eine maximale Länge von 160 m. Die Bruchlast der stärksten Kabel beträgt ca. 20 MN, sie bestehen aus 312 parallelen Drähten \varnothing 7 mm und sind mit einem PE-Rohr von 18 cm Durchmesser umhüllt. Der Brückenquerschnitt besteht aus einem trapez-

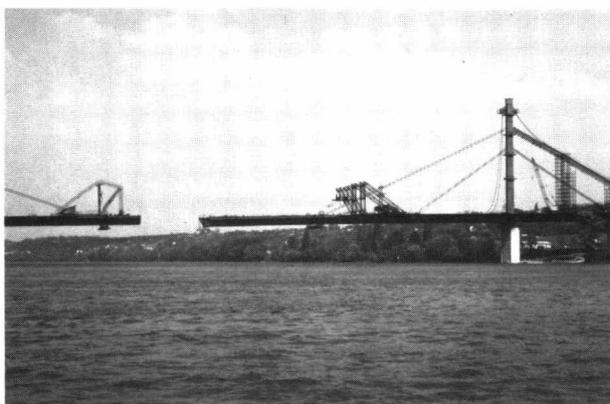


Fig. 7
 Donaubrücke Novi-Sad. Montagezustand.
 Le pont du Danube à Novi-Sad. Etat de progrès des travaux de construction.
 Danube bridge at Novi-Sad. State of construction.



Fig. 8
 Bauvollendung und Inbetriebnahme 1981.
 Termination des travaux de construction et mise sous trafic en 1981.
 Completion and trafficking in 1981.

förmigen Hohlkasten mit einer Trägerhöhe von 3,75 m. Die obere Platte krägt beidseits aus, womit eine Nutzbreite von 27,4 m resultiert. Die Abstützung des Hohlkastenträgers erfolgt in der Mitte. Links und rechts befinden sich je 3 Fahrspuren von 9,75 m Breite und je ein Gehweg von 1,5 m Breite.

Die Brücke wurde im freien Vorbau errichtet. Mit zwei Derrick-Kranen von insgesamt 240 Mp Kapazität wurden die Montageschüsse von bis zu 18 m Länge und einem Maximalgewicht von 200 Tonnen ab Pontons hochgehoben [6].

Die Auskragungen erreichen im Montagezustand bis zu 50 m. Die Montage der jeweils 4 Kabel erfolgte mit Seilwinden und Mobilkranen. Sie wurden unmittelbar nach der Montage vorgespannt. Beim Zusammenschluss der je 175 m vorgetriebenen Brückenhälften ergab sich eine auszugleichende Längendifferenz von nur 13 mm, was für die exakte Vorausberechnung und präzise Arbeit der beteiligten Unternehmungen spricht. Die anschliessende Kontrolle der Kabelkräfte ergab auch hier ein vorzügliches Resultat.

Ein ausführlicher Bericht über die Kontrollen an den kaltgezogenen Drähten St 150/170 wurde früher publiziert [4]. Die Donaubrücke in Novi-Sad gehört zu den weitestgespannten Schrägseilbrücken in Europa.

Der Verfasser dankt den Herren Prof. Dr. N. Hajdin, Universität Belgrad, und Generaldirektor S. Dinić, Mostogradnja, Belgrad, für wertvolle Hinweise.

H. R. Müller, dipl. Ing. ETH, Zürich

- [1] Fussgängersteg über die Schillerstrasse in Stuttgart, F. Leonhardt und W. Andrä. «Die Bautechnik» 1962, Heft 4.
- [2] Die Verankerungen der Haupttragseile für die Olympia-Zeltdachkonstruktion in München, G. Zenobi. «Schweiz. Bauzeitung» 1972, Heft 35.
- [3] Versuche mit Bündeln aus parallelen Drähten und Litzen für die Nordbrücke Mannheim-Ludwigshafen, W. Andrä und R. Saul. «Die Bautechnik» 1974, Hefte 9, 10 und 11.
- [4] Fatigue Resistant Tendons for Cable-Stayed Construction, M. Birkenmaier, «IVBH-Periodica» 2/1980, Proceedings P. 30/80.
- [5] Eisenbahnschrägseilbrücke über die Save in Belgrad, N. Hajdin und L. Jevtović, Belgrad. «Der Stahlbau» 1978, Heft 4.
- [6] Brücke 23. Oktober, Novi-Sad, N. Hajdin, Belgrad. Kongressbericht M 13, 4. Bauingenieurkongress, Bled 1978.

Die Anwendung der Vorspanntechnik bei Schrägkabeln an Brücken in Belgrad und in Novi-Sad (Jugoslawien)

Zusammenfassung

Ausgehend von der ersten schweizerischen Spannbetonbrücke mit Schrägkabeln aus parallelen Drähten, welche seit 20 Jahren in Betrieb steht, wird die Entwicklung der Verankerung «Hi-Am» beschrieben. Sie wurde so konzipiert, dass sowohl schwingende Belastungen mit einer grossen Lastwechselanzahl als auch hohe Bruchkräfte übertragen werden können. Zwei bemerkenswerte Brücken mit grossen Spannweiten, welche mit Schrägkabeln aus parallelen Drähten und Verankerungen vom Typ «Hi-Am» ausgerüstet sind, werden anschliessend beschrieben.

Bei der 254 m weit gespannten Eisenbahnbrücke über die Save in Belgrad sind die Schrägkabeln in den Fünftelpunkten der Haupt-

öffnung angeordnet. Die Rückhaltekräfte sind am landseitigen Ende der Randfelder verankert. Die Montage erfolgte auf Hilfsjochen. Es wird über die umfangreichen Kontrollen des Ermüdungswiderstandes der eingebauten Drähte berichtet.

Bei der 1981 fertiggestellten Strassenbrücke über die Donau in Novi-Sad, die sich durch die Anordnung der Schrägkabeln in der Mittelebene der Brückenachse und die grosse Spannweite von 351 m auszeichnet, wurde die Montage im freien Vorbau gewählt. Dabei wurden bis zu 50 m weit auskragende Vorbaulängen verwirklicht. Die Montage der Kabel erfolgte gleichzeitig mit dem Vorbau des Hauptträgers. Dadurch entfielen provisorische Abstützungen. Die vorausberechneten Deformationen und Kräfte der Paralleldrähtkabel stimmten mit den am Bauwerk gemessenen Werten ausserordentlich gut überein.

Application de la technique de précontrainte aux ponts suspendus à câbles obliques de Belgrade et de Novi-Sad (Yougoslavie)

Résumé

En partant du premier pont suisse en béton précontraint à câbles obliques de fils parallèles, en service depuis 20 ans, on décrit le développement de l'ancrage «Hi-Am». Il a été conçu de façon à supporter aussi bien un grand nombre d'efforts alternés qu'un effort de rupture élevé. On décrit ensuite deux ponts de grandes portées équipés de câbles obliques à fils parallèles et d'ancrages «Hi-Am».

Le pont de chemin de fer de 254 m sur la Save à Belgrade a des câbles obliques fixés en cinq points équidistants de la travée principale. Les câbles de retenue sont ancrés à l'extrémité côté terrain des travées de rive. Le montage s'est effectué au moyen de piles auxiliaires. Des informations sont fournies sur les très nombreux contrôles de la résistance à la fatigue des fils mis en place.

Le pont routier terminé en 1981 sur le Danube, à Novi-Sad, se distingue par la position de ses câbles obliques dans le plan vertical à l'axe du pont et par sa grande portée de 351 m. Il a été construit par porte-à-faux successifs qui ont atteint jusqu'à 50 m. Le montage des câbles s'est fait en même temps que celui de la superstructure, ce qui a permis de se passer de tout appui provisoire.

Les déformations et efforts dans les câbles mesurés sur l'ouvrage achevé correspondent étonnamment bien à ce qui avait été prévu par les calculs.

The use of post-tensioning for inclined cables on bridges in Belgrade and Novi-Sad (Yugoslavia)

Summary

Starting from the first Swiss post-tensioned concrete bridge with inclined cables composed of parallel wires, which has now been in service for 20 years, the development of the anchorage «Hi-Am» is described. This anchorage was designed for transmitting fluctuating loadings comprising a large number of load changes and also high ultimate loads. Two notable bridges of large spans which have been fitted with inclined cables of parallel wires and anchorages of the type «Hi-Am» are then described.

In the 254 m span railway bridge over the Sava in Belgrade, the inclined cables are arranged at the fifth points of the main opening. The backstay cables are anchored at the shore ends of the end spans. Auxiliary yokes were used for construction. The comprehensive testing of the fatigue resistance of the installed wires is described.

In the road bridge over the Danube in Novi-Sad, completed in 1981, which is distinguished by the arrangement of the inclined cables along the central plane of the bridge axis and the large span of 351 m, free cantilevering was chosen for construction. Free cantilever lengths of up to 50 m were used. The cables were installed concurrently with the cantilevering of the main girder. This eliminated the need for temporary supports.

The previously calculated values for the deformations and forces in the parallel wire cables were in extremely close agreement with the values measured on the structure.

Les viaducs du Coudray – N1 – Lausanne–Berne

Maître de l'ouvrage
Auteur du projet
Entreprises

Département des Travaux Publics du canton de Vaud
Société d'Ingénieurs, Schindelholz & Dénériaz, Lausanne S.A.
Frutiger Söhne S.A., Thoune; H. R. Schmalz S.A., Lausanne

Construction par cycles de bétonnage en coffrage fixe et cycles de poussage de la section entière.

Introduction

Les viaducs du Coudray franchissent une dépression située entre les communes d'Oulens et de Bavois, au km 80 de la N1 Lausanne–Berne.

Le bureau de construction des Autoroutes avait projeté initialement la construction d'un remblai pour le passage de cette dépression. Après les études géotechniques, et au vu de la mauvaise qualité du terrain, cette idée dut être abandonnée au profit des viaducs.

Le sol de fondation est très irrégulier. En surface et du côté Sud sur $\frac{2}{3}$ de la longueur, nous rencontrons des sols en glissements peu actifs sur une épaisseur de 1 à 5 m, puis des sols morainiques qui reposent sur une alternance de couches molassiques et gréseuses de qualité variable. Du côté Nord, une faible épaisseur de sols terreux recouvre une moraine dure et de la molasse éboulée.

Caractéristiques générales

Les ouvrages se présentent sous la forme de deux viaducs parallèles de 464 m et 496 m, dont le tracé en plan est un rayon constant : 3690 m. La pente longitudinale, égale à 3,2 %, est constante. Chaque viaduc comprend trois voies de circulation, la troisième permettant l'accès à l'aire de stationnement prévue du côté Yverdon. La surlargeur nécessaire à la mise en place de cette voie de desserte intéresse une longueur d'ouvrage d'environ 100 m. La largeur du tablier augmente progressivement de 14,21 m pour la section normale à environ 22 m pour la section élargie. La hauteur de la chaussée au-dessus du sol est au maximum de 18 m. Eu égard aux caractéristiques énoncées ci-dessus, le bureau d'ingénieurs mandaté a défini certains principes qu'il a cherché à satisfaire, à savoir :

- les portées admises sont celles d'un viaduc dit «de plaine»
- en fonction de la mauvaise qualité des sols de fondations, les étayages doivent prendre appui sur les piles, sans appui intermédiaire provisoire
- le système pile-fondation doit être capable de résister aux poussées horizontales engendrées par les glissements potentiels des sols de couverture
- en raison de la longueur des viaducs, recherche d'une rationalisation et d'une standardisation du travail.

Le projet élaboré dans le cadre d'un mandat dit «parallèle» prévoit un tablier caissonné conçu comme une poutre continue à l'état de service, avec une travée type de 32 m et des portées de 24 m et 16 m aux extrémités.

Le procédé de construction du tablier, défini lors du projet, est réalisé par cycles de bétonnage en coffrage fixe placé à l'amont de la culée Lausanne et par cycles de poussage de la section entière.

Infrastructure

Sur la majeure partie du tracé, l'instabilité du sol a conduit à des fondations profondes sur puits. Chaque pile est fondée sur 2 puits qui la prolongent. Les puits, d'un diamètre de 2,00 m, ont été creusés par étapes de 1,50 m jusqu'à une profondeur maximum de 13 m. Le blindage est assuré par un chemisage armé de 20 cm d'épaisseur, chaque étape de 1,50 m étant reprise en sous-œuvre lors du terrassement de l'étape suivante. Le puits est ensuite bétonné en une seule étape, avec armature correspondante.

Sur les sols stables, les fondations sont du type superficiel. Les piles, en forme de double T, sont relativement massives. Leur forme a été définie en respectant plusieurs critères, tels que : place nécessaire à la transformation des appuis provisoires en appuis définitifs, rigidité suffisante pour résister aux poussées importantes des

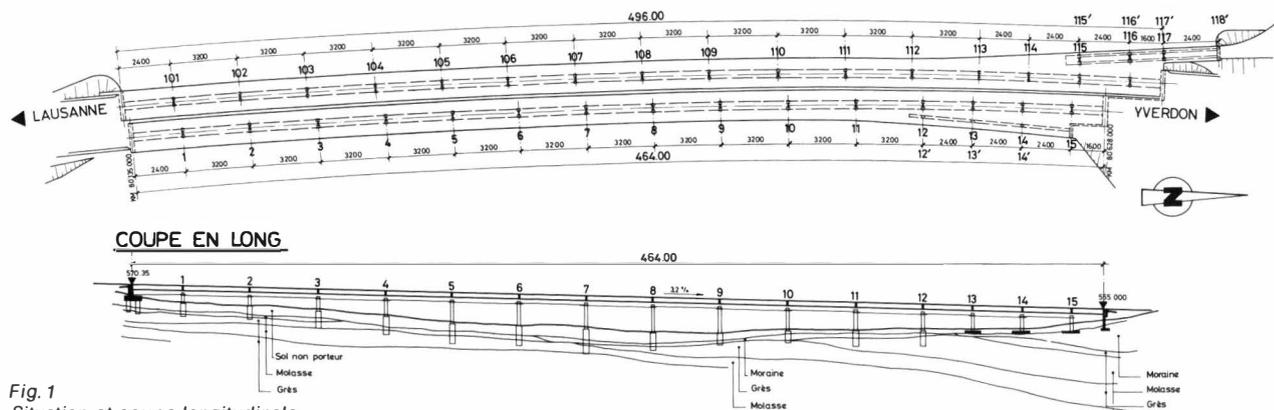


Fig. 1
Situation et coupe longitudinale
Aufsicht und Querschnitt
Plan and cross section

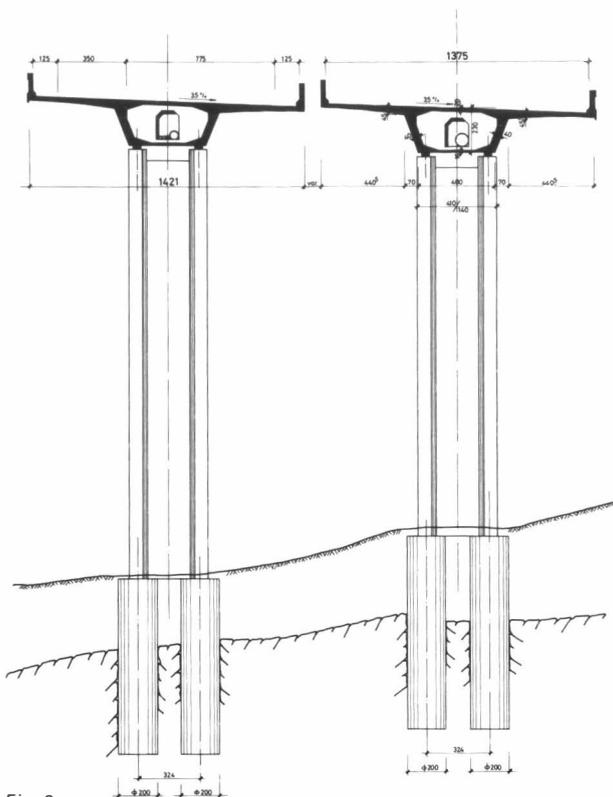


Fig. 2
Coupe transversale
Querschnitt
Cross section

sols en reptation et déformations raisonnables sous les forces de frottement et de guidage engendrées par le poussage du tablier. Leur hauteur maximale atteint 16 m.

La culée du côté Yverdon est conçue de façon traditionnelle. Elle est très décrochée afin de s'adapter au mieux à la pente du terrain relativement forte.

La culée du côté Lausanne, de type massif, supporte tous les efforts de poussage et de freinage du tablier. Fondée sur puits, elle est ancrée provisoirement, afin d'assurer sa stabilité et un minimum de déformations.

Superstructure

La section transversale normale du tablier est formée par un caisson de 2,30 m de hauteur à l'axe, à âmes inclinées, ce qui donne un élancement $h : 1 = 1 : 13,9$. La largeur de la dalle inférieure est de 4 m pour une largeur de tablier de 14,21 m. L'épaisseur moyenne du tablier de 45 cm, relativement grande, peut être qualifiée de faible en rapport avec la méthode de construction par cycles de bétonnage et de poussage. Les dimensions de la section transversale sont rigoureusement constantes afin de garantir une utilisation optimale du moule de fabrication.

La dalle supérieure est précontrainte transversalement par des câbles Freyssinet 6T12 distants de 1,25 m, soit $V_0 = 570 \text{ kN/m}^1$.

Le tablier est précontraint longitudinalement par deux systèmes distincts de câbles Freyssinet :

- Un régime de câbles rectilignes, disposés dans les dalles inférieure et supérieure, assure une précontrainte barycentrique nécessitée par les sollicitations engendrées par le mode de construction. Les câbles sont mis en tension à 100 % après le bétonnage de chaque étape et injectés immédiatement. Ils courent sur toute la longueur du pont et sont définitifs. Ces

câbles rectilignes, 4 supérieurs 15T12 ($V_0 = 6984 \text{ kN}$) et 4 inférieurs 5T12 ($V_0 = 2330 \text{ kN}$), assurent dans les travées types une contrainte uniforme de compression initiale de $1,45 \text{ N/mm}^2$.

- Un deuxième régime de 4 câbles 12T13 ($V_0 = 5874 \text{ kN}$) reprennent les surcharges de service. Les gaines vides sont posées en forme parabolique lors du bétonnage. Les torons sont enfilés par longueur de 64 m et mis en tension à 100 % lorsque le viaduc a atteint sa position définitive. Le recouvrement des câbles, réalisé sous forme de gousset placé à l'intérieur de l'âme, assure la continuité.

En stade définitif, la stabilité de l'ouvrage est garantie par la liaison des piles au tablier dans la zone centrale du viaduc, les appuis sur les piles extrêmes et les culées étant glissants.

Les élargissements du tablier côté Yverdon sont construits de façon traditionnelle sur un étayage tubulaire.

Principe d'exécution du tablier

L'originalité dans la construction des viaducs du Coudray réside dans le principe d'exécution du tablier par cycles de bétonnage sur une aire de fabrication fixe et cycles de poussage de la section totale du viaduc sur les appuis définitifs.

L'aire de fabrication d'une longueur de 16 m est installée derrière la culée Lausanne. Sa longueur correspond à une demi-travée normale de 32 m. Elle est constituée principalement de 2 rails fixes garantissant les niveaux et la direction, et d'un coffrage mobile reposant sur des vérins.

Les cages d'armatures, préfabriquées sur le chantier, sont mises dans le moule à l'aide de la grue. Le bétonnage de chacune des 60 étapes est effectué en 2 temps : le mardi la dalle inférieure, le vendredi les âmes et la dalle supérieure. Une rationalisation du travail permet de garantir le rythme hebdomadaire imposé, afin de bénéficier du week-end pour le durcissement du béton.

Le viaduc est poussé dans le sens de la pente de 3,2 % sur les appuis définitifs aménagés à cet effet. Des plaques de néoprène armé, recouvertes de téflon sur leur face inférieure, sont intercalées entre le tablier et la tôle en acier chromé de chaque appui. Le coefficient de frottement téflon sur acier chromé varie de 2 % à 6 %. Par mesure de sécurité, les hypothèses de calcul tiennent compte d'un coefficient de frottement nul, ce



Fig. 3
Moule de fabrication
Form zur Herstellung der Fertigelemente
Elements construction mould

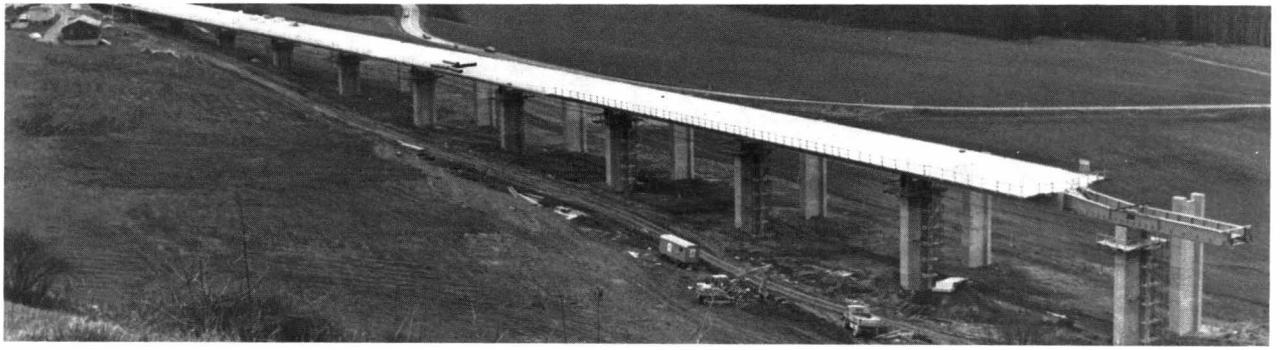


Fig. 4
Viaduc amont en chantier, à l'extrémité droite: l'avant-bec métallique; au fond, l'installation de chantier avec le moule de fabrication.
Bergseitiger Viadukt im Bau. Rechts das Vorschubgerüst aus Metall. Links im Hintergrund: Form zur Herstellung der Fertigelemente.
Uphill viaduct under construction. On the right: the metallic launching beam. In the background left: mould for the pouring of prefabricated elements.

qui implique la nécessité de placer un dispositif de retenue important.

Le système de poussage est composé d'une combinaison de vérins. Une paire de vérins verticaux disposée sur une surface glissante soulève le pont de quelques millimètres, afin de prendre la réaction d'appui sur culée, et transmettre par simple frottement la force de poussage. Une paire de vérins horizontaux de 150 t chacun, déplace les vérins verticaux sur la longueur de leur course de 1,20 m. Ce système fonctionne à la condition nécessaire que la force de frottement sur la culée soit supérieure à la somme des forces de frottement sur piles.

Le système de retenue est lui composé de 2 vérins horizontaux de 150 t chacun, disposés sur la culée Lausanne. Ils sont reliés par une centrale hydraulique aux vérins de poussage. La liaison entre les vérins de freinage et le tablier en mouvement est réalisée par des barres Dywidag, elles-mêmes fixées à une entretoise métallique solidaire de la dalle inférieure. Cette entretoise est déplacée après le poussage complet d'une étape.

Lors du poussage, la direction du tablier peut être corrigée par des appuis latéraux de guidage, disposés toutes les 3 piles.

En tête de pont, un avant-bec métallique permet d'alléger considérablement le porte-à-faux pour le franchissement d'une pile à l'autre.

Des contrôles géométriques importants sont imposés à l'entreprise afin de connaître en tout temps la posi-

tion en plan et niveaux du moule de fabrication, du tablier et des piles. Une très grande précision doit être atteinte afin de garantir le succès de l'opération.

Le programme hebdomadaire doit être strictement respecté afin de bénéficier du week-end pour le durcissement du béton :

- | | |
|----------|--|
| Lundi | <ul style="list-style-type: none"> - précontraintes longitudinale centrée et transversale tirées à 100 %, avec une résistance minimum du béton à 60 heures de 25 N/mm² - abaissement du coffrage - poussage sur une longueur de 16 m (durée environ 3 heures) - nettoyage et ajustement du coffrage |
| Mardi | <ul style="list-style-type: none"> - pose armature dalle inférieure et âmes - pose câbles précontrainte centrée dans la dalle inférieure - bétonnage de la dalle inférieure (17 m³) |
| Jeudi | <ul style="list-style-type: none"> - mise en place des gaines de la précontrainte parabolique - pose armature dalle supérieure - pose câbles précontrainte centrée dans la dalle supérieure - pose câbles précontrainte transversale |
| Vendredi | <ul style="list-style-type: none"> - bétonnage des âmes du caisson et de la dalle supérieure directement contre la tranche de l'élément précédent (86 m³). |

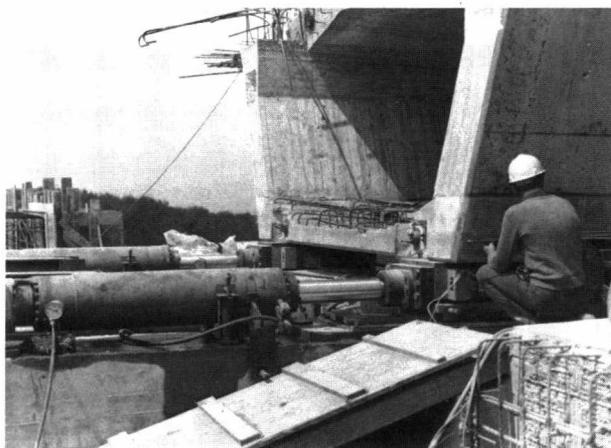


Fig. 5
Système de poussage
Einrichtung für den Vorschub
Form pushing system

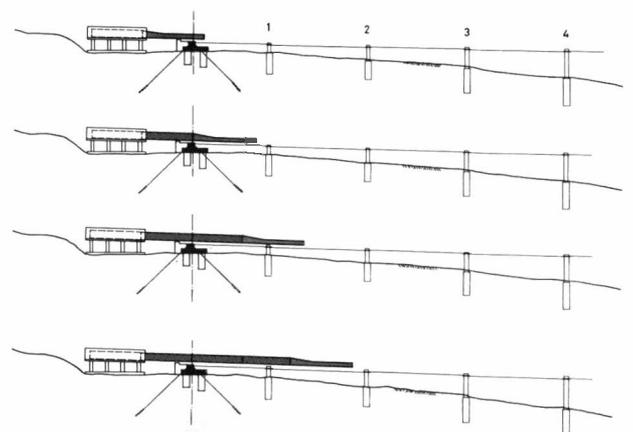


Fig. 6
Principe de construction par étapes de 16 m de longueur.
Bauvorgang in Etappen à je 16 m.
Principle of construction in 16 m long stages.



Fig. 7
 Vue aérienne
 Flugaufnahme
 Bird's eye view

Conclusion

L'utilisation judicieuse de la précontrainte barycentrique a autorisé l'application d'une technique récente de poussage du viaduc, appliquée avec rigueur et maîtrise par l'entreprise Frutiger Söhne S.A.

Le chantier, ouvert en mai 1979, s'est terminé en été 1981. Dans les délais restreints impartis, le mode de construction a permis la réalisation économique de cet ouvrage d'une surface totale du tablier de 14 600 m². Le coût total des viaducs se monte à 8,9 Mio ou 610.—Fr./m², revêtement, hausses et honoraires compris.

J. Umiglia et M. Dory

Les viaducs du Coudray – N1 Lausanne–Berne

Résumé

Situés au km 80 de la N1 Lausanne–Berne, les viaducs du Coudray traversent une dépression dont les sols de couverture sont en glissement peu actifs sur une épaisseur de 1 à 5 m. Le projet, élaboré dans le cadre d'un mandat parallèle, définit deux viaducs de 464 m et 496 m, avec un tablier à caisson réalisé par cycles de bétonnage en coffrage fixe placé à l'amont de la culée Lausanne et par cycles de poussage de la section entière sur les appuis définitifs.

Poussé dans le sens de la pente de 3,2 %, le tablier est précontraint longitudinalement par deux systèmes de câbles: une précontrainte barycentrique nécessitée par les sollicitations engendrées par le mode de construction, et une précontrainte parabolique mise en tension lorsque le viaduc a atteint sa position définitive.

Le système de poussage, composé d'une combinaison de vérins verticaux et horizontaux, est relié hydrauliquement au système de retenue, capable de retenir la longueur totale du viaduc (poids total vertical 8000 t), avec l'hypothèse d'un coefficient de frottement nul entre tablier-appui par mesure de sécurité.

Le programme d'exécution d'une étape hebdomadaire de 16 m de tablier a permis de terminer les deux ouvrages dans le délai imparti en été 1981. Grâce à la rationalisation de la construction du tablier, l'ouvrage est économique (610.—Fr./m²) et remplit les critères de qualité assurant son bon comportement dans le temps.

Die Coudray-Brücken der N1 Lausanne–Bern

Zusammenfassung

Gelegen bei km 80 des N1 Autobahnabschnittes Lausanne–Bern, überqueren die Coudray-Viadukte ein kleines Tal, deren 1–5 m¹

dicke obere Bodenschicht geringfügigen Rutschungen ausgesetzt ist.

Das Projekt wurde im Rahmen eines Wettbewerbes ausgeführt für zwei Viadukte 464 m¹ respektive 496 m¹.

Der Brückenkörper wurde im Taktschiebeverfahren hergestellt, die feste Schalung befand sich bergseits (Richtung Lausanne). Entlang dem Hang mit 3,2 % Gefälle sind in Längsrichtung zwei Kabelsysteme eingesetzt. Eine baryzentrische Vorspannung wird wegen konstruktionsbedingten Schwingungen benötigt, während die parabolische Vorspannung in der endgültigen Lage des Bauwerks angebracht wird.

Das aus horizontalen und vertikalen Spannkolben bestehende Vorschubsystem ist hydraulisch mit der den ganzen 8000 t schweren Viadukt sichernden Verankerung verbunden, wobei aus Sicherheitsgründen ein nullwertiger Reibungskoeffizient zwischen Brückendecke und Stützen angenommen wird.

Bei Einhaltung des wöchentlichen Pensums von 16 m¹ Brückendecklänge konnten die Viadukte im Sommer 1981 termingerecht fertiggestellt werden. Dank der beim Bau getroffenen Rationalisierungsmaßnahmen wurden die Ausführungskosten mit Fr. 610.—/m² auf einem wirtschaftlichen Niveau gehalten. Das normgerechte Bauen gewährleistet eine langzeitige Lebensdauer.

The Coudray-viaducts

Summary

Situated at the 80 km sign of the N1 National Highway section Lausanne–Bern, the Coudray viaducts cross a depression in the terrain, the 1–5 m¹ thick topsoil layer of which is only subject to slight landslides. The project, worked out within the framework of a parallel contract, encompasses two 464 m¹ respectively 496 m¹ long viaducts. By means of fixed shutterings the bridge deck box girder sections were placed in alternating shifts on the respective piers at the mountain side of the Lausanne abutment.

Placed alongside the mountain with a 3.2 % slope, the bridge deck is submitted to longitudinal prestressing by means of two tendon systems: One set of tendons provides barycentric prestressing to neutralize solicitations engendered by the construction method; by means of another set parabolic prestressing is applied to the viaduct settled in its definite position.

A system of jacks regulating the horizontal and vertical shuttering pressure is hydraulically connected with an anchoring system securing the 8000 tonnes viaduct construction admitting, for safety reasons, a zero-friction index between bridge deck and supports.

With a scheduled weekly construction output of 16 m¹ bridge deck it has been possible to complete both viaducts in summer 1981, viz. within the contractual time limit. By rationalizing bridge deck construction methods, it has been possible to keep costs down to Fr. 610.—/m² and by strictly keeping to pertinent standards a satisfactory long term behaviour may be expected.

SBB-Brücke im Galgentobel (bei St. Gallen)

Bauherr
Projektverfasser
Unternehmung
Baujahre

Schweizerische Bundesbahnen, Kreis III, Zürich
E. Stucki + H. Hofacker, Dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich
ARGE H. Hatt-Haller / CSC, Zürich
1978–1981

1. Allgemeines

Seit Jahrzehnten stellte die SBB-Linie St. Gallen–Rorschach den Organen der SBB für Betrieb und Unterhalt immer wieder Probleme, da die Bahnlinie im Steinachtobel durch ein Rutschgebiet grösserer Länge verläuft. Als im Jahre 1975 eine aktive Rutschung zu einem vierwöchigen Betriebsunterbruch führte, entschloss man sich zu einer umfassenden Sanierung. Auf Grund eingehender Variantenstudien zwischen rein erdbaumechanischen Lösungen, einer Tunnel- und einer Brückenvariante entschied man sich für den Bau einer rund 600 m langen Doppelspurbrücke. Diese sollte talseitig des bestehenden Bahntrassees und somit weitgehend unabhängig vom Bahnbetrieb erstellt werden.

2. Foundation mit Schächten und vorgespannten Felsankern

Der Untergrund im Bereich des Rutschgebietes besteht aus Formationen der oberen Süswassermolasse, d. h. einer Wechsellagerung von Mergeln, Siltsteinen und Sandsteinen. Die Felschichten fallen etwa $8-10^\circ$ steil gegen NW, also gegen die Steinach zu. Über dem Fels folgt vorerst Moräne mit viel verschleppter Molasse, darüber ein Schichtpaket mit verschwemmten Lockergesteinen. Die Gesamtstärke der aktiven Rutschmassen lag bei 5–8 m. Eine akute Gefahr des Abgleitens höherer Schichten bestand in zweifacher Hinsicht. Einmal war ein Abgleiten zu erwarten bei der Trennschicht von Molasse zur darüberliegenden Moräne, da sich bei Wasserzutritt sogenannte bituminöse Mergelzonen mit extrem tiefem

Gleitwinkel bilden können. Andererseits waren in durchnässtem Zustand der Moräne und der Lockergesteine auch lokale Rutschungen in den oberen Zonen zu erwarten.

Die bautechnische Lösung zur Fundierung der grossen Lasten einer Brücke bestand nun darin, eine kraftschlüssige Verbindung der Pfeilerkonstruktionen mit dem gesunden Molasseuntergrund herzustellen. Eine Kostenanalyse zeigte, dass die Gesamtkosten bei Spannweiten von ca. 50–60 m am tiefsten lagen, da der Einfluss der aufwendigen Schächte in einem tragbaren Verhältnis zum Überbau stand.

In enger Zusammenarbeit mit dem für geotechnische Untersuchungen beauftragten Büro Dr. von Moos AG wurden die Pfeilerstandorte festgelegt, und es darf als günstiger Zufall bezeichnet werden, dass das aktuelle Rutschgebiet wie auch die Fortsetzung durch eine gleiche Felderteilung der Brücke überspannt werden konnte.

Die als volle Schächte von 10–20 m Tiefe ausgebildeten Fundamente wurden mit permanenten Felsankern von bis zu 60 m Länge in dem gesunden Felsuntergrund rückverankert. Die Schächte stellen eine Art Fixpunkt für die Belastung durch rutschende Massen dar und wurden für den passiven Erdwiderstand unter Berücksichtigung einer veränderlichen Angriffsrichtung des Erddruckes bemessen. Als zentrische Felsbelastung konnten ca. 10 kg/cm^2 , als max. Eckpresung ca. 20 kg/cm^2 zugelassen werden.

Für die Felsanker wurde das Spannsystem Freyssinet mit Anker Typ 16T13 und einer Gebrauchslast der Anker von 150 t gewählt.

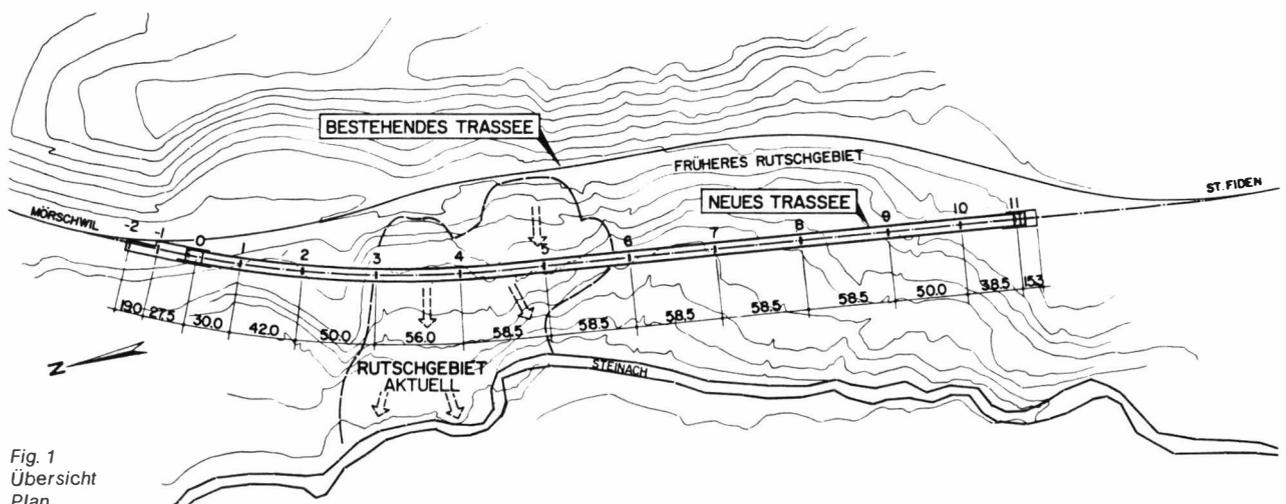


Fig. 1
Übersicht
Plan

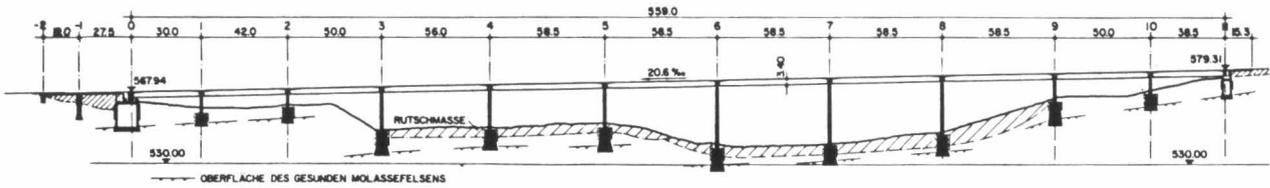


Fig. 2
Längsschnitt
Coupe longitudinale
Longitudinal section

3. Überbau

Der Überbau ist als einzelliger, monolithischer, gekrümmter Hohlkasten von 3,40 m Höhe aus Spannbeton erstellt worden. Die Gesamtlänge ohne Zwischenfugen beträgt rund 560 m, die Mittelspannweiten erreichen Längen von je 58,5 m.

Die mittlere Schlankheit der Brücke errechnet sich zu rund $1/15$.

Aus Gründen der Rutschgefahr des Hanges war der Bau eines konventionellen Lehrgerüsts nicht möglich. Die Bauunternehmung entschloss sich daher, ein nur auf den Pfeilern und dem bereits betonierten Überbau abgestütztes Vorfahrgerüst einzusetzen. Damit konnte der Überbau feldweise, mit Arbeitsfugen jeweils 7–10 m nach den Stützen, erstellt werden.

Die Längsvorspannung wurde in zwei Strängen eingelegt:

Vom ersten Strang (rund $2/3$ der gesamten Vorspannkraft) wurde je die Hälfte der Kabel im betrachteten Feld, die andere Hälfte schlaff gekuppelt und im folgenden Feld abgespannt.

Der zweite Strang (rund $1/3$ der Vorspannkraft) wurde in Form von Zulagekabeln eingelegt und nachträglich im Kasteninnern abgespannt.

Besonderes Augenmerk wurde auf die Ausbildung der Koppelfugen gelegt. Durch ein örtliches Verschieben der schlaffen Kupplungen gegenüber den Abspannkupplungen wurde vermieden, dass an einem bestimmten Schnitt sämtliche Kabel gekuppelt sind.

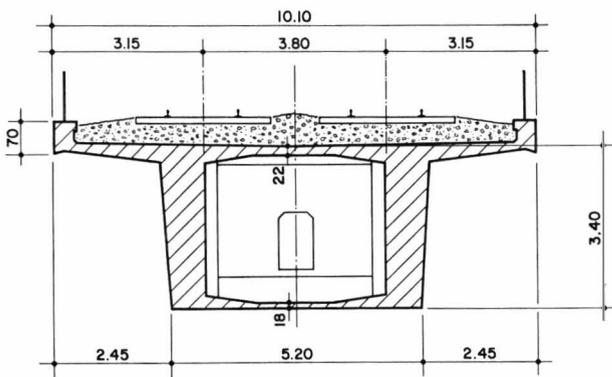


Fig. 3
Querschnitt Überbau
Coupe en travers de la superstructure
Cross section of superstructure

Als Spannsystem wurde das System BBRV mit Kabeleinheiten von 221–434 t auf Grund einer Vorsubmission gewählt.

Die zentrische Vorspannung in den Mittelfeldern zur Zeit $t = 0$ betrug ca. 75 kg/cm^2 .

Der Materialbedarf für den Überbau erreichte folgende Werte:

Beton BS 325	($w \beta d_{28} = 425 \text{ kg/cm}^2$)	: 1,23 m ³ /m ²
Baustahl III	($\sigma_{2\%} = 4300 \text{ kg/cm}^2$)	: 118 kg/m ³
Spannstahl $\phi 7$	($\beta z = 170 \text{ kg/mm}^2$)	: 53 kg/m ³

4. Bauzeit, Termine, Baukosten

Das umfangreiche Bauprogramm konnte mit folgenden Terminen abgewickelt werden:

- Kreditbewilligung Herbst 1977
- Beginn der Bauarbeiten April 1978
- Rohbauende April 1981

Die Felder des Überbaues konnten mit einem 6-Wochen-Takt gebaut werden. Die gesamten Baukosten, inkl. nachträglich dazugekommener Brückenverlängerung um zwei Felder, belaufen sich auf ca. Fr. 15 300 000.— (Preisbasis 1981).

H. Hofacker

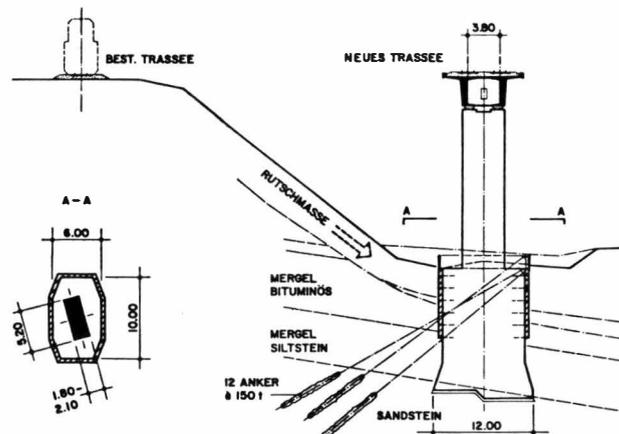


Fig. 4
Übersicht Rutschhang
Vue de la pente de glissement
View on slide slope



Fig. 5
Fertiggestellte Brücke
Le pont à construction terminée
Completed bridge

SBB-Brücke Galgentobel

Zusammenfassung

In den Jahren 1978–1981 wurde im Zuge der SBB-Linie St. Gallen–Rorschach ein rund 600 m langer Doppelspur-Viadukt aus Spannbeton, mit Spannweiten von 59,5 m erstellt.

Die Anwendung der modernen Vorspanntechnik erstreckte sich dabei auf zwei Bereiche:

1. Foundation

Die Brücke musste mitten durch einen Rutschhang gebaut werden. Dadurch ergab sich die Notwendigkeit, Fundationsschächte mittels Felsankern von bis zu 60 m Länge kraftschlüssig in den gesunden Felsuntergrund zu verankern. Zur Anwendung gelangten Freyssinet-Anker Typ 16T 13 mit einer Gebrauchslast von 150 t pro Anker.

2. Überbau

Der Überbau wurde fugenlos auf eine Länge von 560 m erstellt. Als Lehrgerüst diente ein von Pfeiler zu Pfeiler frei gespanntes Vorfahrgerüst, so dass der Überbau feldweise betoniert und vorgespannt werden konnte. Zur Anwendung gelangte das Vorspannsystem BBRV mit Kabeleinheiten von 221–434 t.

Pont CFF sur le Galgentobel

Résumé

Construit de 1978 à 1981 sur la ligne CFF St-Gall–Rorschach, ce viaduc à double voie en béton précontraint a une longueur de 600 m avec des travées de 59,5 m.

On a utilisé la technique moderne de la précontrainte dans deux parties de l'ouvrage:

1. Fondations

Le pont est construit dans une zone en glissement. Il a donc fallu fixer les puits de fondation dans le rocher sain sous-jacent par des ancrages qui ont atteint jusqu'à 60 m de longueur. On a utilisé des ancrages Freyssinet Type 16T 13 avec une force utile de 150 t par ancrage.

2. Superstructure

La superstructure a été réalisée sans joints sur une longueur de 560 m. Pour l'exécution, on disposait d'un échafaudage allant d'un pilier à l'autre, ce qui a permis de bétonner et de précontraindre la superstructure par panneaux successifs. On a utilisé le système de précontrainte BBRV avec des câbles de 221 à 434 t.

SBB-bridge Galgentobel

Summary

During 1978–1981 an approximately 600 m long dual carriageway viaduct of prestressed concrete, with spans of 59.5 m, was constructed along the SBB railway line from St. Gallen to Rorschach.

Modern post-tensioned concrete technology was used here in two areas:

1. Foundation

At the centre portion the bridge had to be constructed through a slope subject to slip. This necessitated the anchoring of foundation shafts by rock anchors of up to 60 m length, firmly secured in the sound underlying rock. Freyssinet anchors type 16T 13 with a working load of 150 t per anchor were used.

2. Superstructure

The superstructure was constructed without joints for a length of 560 m. For the falsework, a travelling falsework freely suspended from one pier to the next was used, so that the superstructure could be concreted and post-tensioned one span at a time. The BBRV post-tensioning system with cable units of 221–434 t was used.

Viaduc «dei Ronchi»

Commettant
Projet
Entreprise
Direction des travaux
Précontrainte
Année de construction

Canton du Tessin, Ufficio Strade Nazionali
A. Marazzi + Grignoli e Martinola, Ingénieurs associés
Consortium C.S.C., Rampazzi, Lugano
Ufficio Strade Nazionali
BBRV, Stahlton S.A., Lugano/Massagno
1978/1979

Généralités

Le viaduc «dei Ronchi» fait partie du tronçon de l'auto-route N2 sur le versant nord du col du Monte Ceneri (Canton du Tessin). Depuis des années déjà, la route nationale du Monte Ceneri était surchargée et constituait une entrave à la circulation normale par ses fréquentes fermetures en hiver et les difficultés d'absorber le trafic touristique en été. En effet pendant les mois de juillet et août des files de voitures de plusieurs km se formaient souvent à cause du goulet du Monte Ceneri.

Le viaduc précité est un des sept ouvrages d'art d'envergure dont la construction a été imposée par les conditions spéciales du terrain. Une fois terminés les travaux du tunnel du Monte Ceneri actuellement en construction le tronçon entier entre Chiasso et Bellinzona sera achevé.

Il faut se rappeler aussi que la route du col du Monte Ceneri est la seule artère reliant le sud et le nord du Canton, ce qui en explique l'importance.

Description du projet

L'ouvrage comprend deux ponts jumeaux dont le tracé en plan décrit un arc d'un rayon de 2200 m qui aboutit, à chaque extrémité, à une clothoïde de raccordement. La pente longitudinale est du 4,6 % et le dévers de 4 % est pratiquement constant.

La hauteur moyenne de la chaussée sud-nord au dessus du sol est de 16 m^l tandis que celle de la chaussée nord-sud dépasse les 25 m^l. Cette dernière est bordée d'une voie lente pour les poids lourds.

Le projet définitif a été évidemment choisi parmi de nombreuses études préliminaires. Il tient compte de facteurs esthétiques et économiques sur lesquels se basent toutes les analyses de ce genre. Dans ce cas

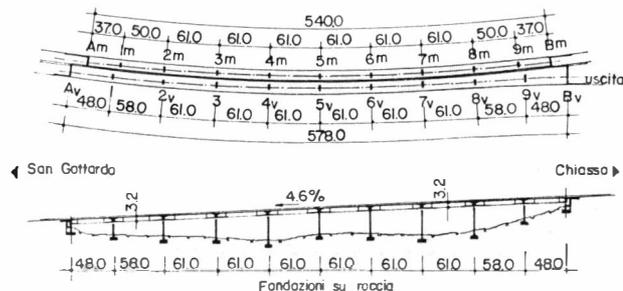


Fig. 1
Plan et section longitudinale de la chaussée Nord-Sud.
Grundriss und Längsschnitt der Nord-Süd-Fahrbahn.
Plan and longitudinal section of the North-South carriageway.

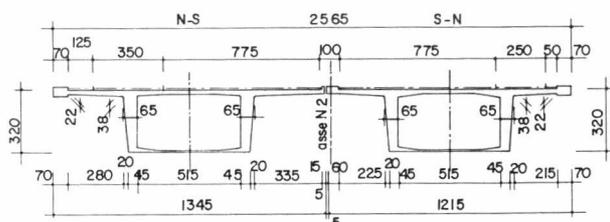


Fig. 2
Coupe en travers des caissons et tabliers du viaduc.
Brückenkasten und Fahrbahnplatte im Querschnitt.
Cross section of box type bridge girders and bridge decks.

particulier l'élément esthétique n'est certainement pas négligeable, vu le caractère du site et le fait que l'ouvrage est très visible de la plaine qui s'étend en dessous.

a) Fondations et piles

La forte pente transversale du terrain, les conditions géologiques de la région et notamment la proximité de la ligne de chemin de fer internationale du St-Gothard ont conditionné le choix des solutions.

L'implantation des fondations des deux ponts a été choisie de manière à éviter des fouilles trop importantes qui auraient pu compromettre la stabilité du versant et celle de la voie ferrée.

On a donc pratiqué des fouilles séparées dans lesquelles des semelles ancrées ont été exécutées du haut en bas de la pente. La nature géologique de la roche a permis de réaliser des fondations de dimensions relativement modestes. Toutefois, en raison de la tendance de la roche à se fissurer, il s'est avéré nécessaire d'utiliser des ancrages précontraints et des ancrages simples du type Perfo.

Toutes les piles ont une section pleine de 5,20 × 1,60 m^l.

b) Tabliers

Les éléments transversaux sont du type conventionnel à caisson creux fermé, munis sur chaque côté de consoles de 2,85 m^l (pour la chaussée sud-nord) et de 3,85 m^l (pour la chaussée nord-sud).

Les deux ponts sont précontraints par le système BBR, entièrement dans le sens longitudinal et partiellement dans le sens transversal de la façon suivante :

Précontrainte longitudinale : pour le tablier sud-nord 4 câbles de 370 t et 4 de 470 t, au total 3360 t et 8 câbles de 470 t en moyenne, donc 3760 t au total pour le tablier nord-sud.

Pour la précontrainte transversale on a utilisé des câbles d'environ 70 t espacés de 0,60 m^l pour la chaussée nord-sud et de 0,90 m^l pour la chaussée sud-nord dont les consoles sont bien plus courtes.

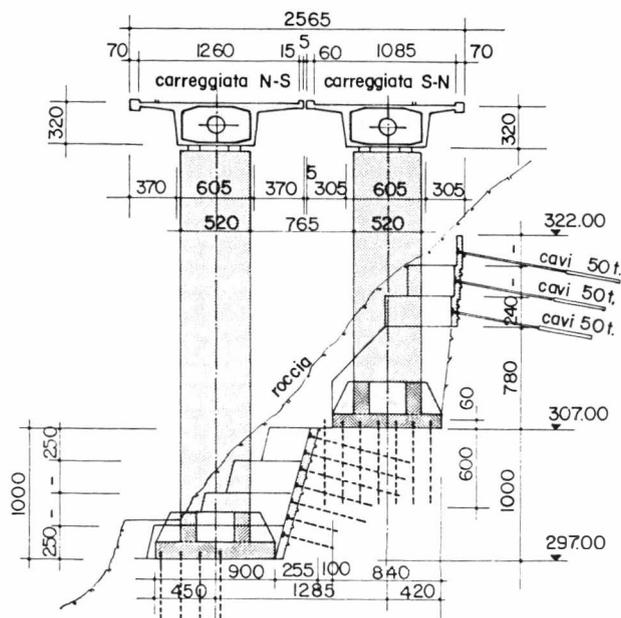


Fig. 3
Coupe en travers
Querschnitt
Cross section

En sens longitudinal la stabilité est assurée par les piles centrales fixées au pont sud-nord par des articulations métalliques et par encastrement dans le cas du pont nord-sud. Cette solution a été possible à cause de la forme plus svelte du pont nord-sud.

Dimensions et quantités

L'ouvrage présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Portées	pont sud-nord $37 - 50 - 6 \times 61 - 50 - 37 = 540 \text{ m}^1$
	pont nord-sud $48 - 58 - 6 \times 61 - 58 - 48 = 578 \text{ m}^1$
Largeur	chaussée sud-nord $12,15 \text{ m}^1$
	chaussée nord-sud $13,45 \text{ m}^1$
Fondations	Type traditionnel à semelles. Dimensions maximum de ce type de fondation : $8,40 \times 5,60 \text{ m}^1$
Piles	massives, rectangulaires de $5,20 \times 1,60 \text{ m}^1$.

Quantités des matériaux utilisés :

Pour l'infrastructure (fondations et piles)	Bétons	12 200 m ³
	Acier d'armature	1 200 t
Superstructure	Béton	11 400 m ³
	Acier d'armature	1 380 t
	Acier de précontrainte	420 t

Calculs statiques - Exécution

Du point de vue statique la phase d'exécution finale ne présente aucun problème grave. En revanche, l'exécution par étapes a fait apparaître des problèmes statiques intermédiaires relatifs aux sollicitations, et à la stabilité temporaire de l'ouvrage pendant chaque phase de construction.

En effet le système d'exécution choisi d'entente avec l'entreprise prévoyait l'application d'une méthode de construction provoquant une stabilité temporaire réduite. Le tablier sud-nord a été exécuté en partant des deux culées tandis que le tablier nord-sud a été exécuté à partir de la pile centrale en avançant simultanément vers les deux culées. Si le système de construction par étapes offrait des avantages concernant le déplacement et le emploi des cintres, il exigea une étude approfondie de tous les stades d'exécution, compte tenu des déformations élastiques, plastiques et thermiques que chaque étape comportait. Ces études ont permis de conclure que la stabilité de l'ouvrage serait précaire après certaines étapes et qu'il serait donc prudent de prendre des mesures de précaution transitoires. Dans ce contexte il est peut-être intéressant de souligner que des séismes, quoique peu importants, se sont manifestés dans la région. Le fixage standard des rouleaux d'appui a été renforcé au moyen de dispositifs de plaques et de coins dimensionnés selon la recommandation SIA N° 160/2 et la directive N° 162/34 ayant trait au cas de séismes de la catégorie VII correspondant à $g/50$.

Lors du démontage des dispositifs supplémentaires précités on a pu constater qu'ils avaient été sollicités par des secousses sismiques. D'une manière générale, il nous paraît souhaitable que pour des ouvrages semblables devant être construits en plusieurs phases dans une région sensible à cet égard, on étudie les effets des mouvements sismiques et qu'on prenne les mesures de précaution qui s'imposent. A notre avis ces mesures sont tout à fait justifiées vu leur coût modeste et la possibilité de réutilisation des dispositifs nécessaires.

Pour le système longitudinal il faut remarquer, que la méthode de précontrainte choisie a permis de réaliser parfaitement ce qui avait été prévu par le calcul, quoique des précautions spéciales aient dû être prises (accouplement des têtes d'ancrage, enrobage des câbles dans des gaines préalablement mises en place, etc.).



Fig. 4
Chantier
Baustelle
Site



Fig. 5
 Vue en élévation
 Ansicht
 Elevation

La section transversale a été réalisée selon les principes classiques, c.-à-d. en exécutant premièrement, le caisson inférieur et, 8 jours après, le tablier définitif. Le bétonnage des bordures à l'aide de coffrages normaux suspendus a eu lieu lors du dernier stade, de façon à corriger les petits écarts de niveau par rapport aux valeurs théoriques. En principe la mise en précontrainte dans le sens longitudinal a été exécutée en trois étapes successives de 30 %, 70 % et 100 % de tension le relâchement ayant eu lieu à la tension de 100 %. Pour la mise en précontrainte transversale on s'est borné à 2 stades de tension (de 50 % et de 100 % respectivement). La programmation des travaux a permis une réduction du nombre d'interventions entraînant des avantages économiques évidents.

Selon la courbe de Gauss la qualité des matériaux, constamment contrôlée, s'est avérée régulière et conforme aux exigences.

En conclusion on peut affirmer que l'ouvrage d'art précité, en service depuis 2 années, a un comportement idéal sans avoir requis aucune intervention.

Essai de charge

Avant leur mise en service les ponts ont été soumis aux essais de charge selon les directives du Bureau des Routes Nationales. Les résultats très satisfaisants ont mis en évidence un comportement parfaitement élastique de ces ouvrages d'art. En effet entre les valeurs mesurées et les valeurs théoriques calculées il n'existent que des écarts minimes. Il y a donc tout lieu de prévoir qu'à l'avenir également, ces ponts rendront les services qu'on en attend, sans poser de problèmes particuliers.

Americo Marazzi, Grignoli e Martinola,
 Ingénieurs associés

Le viaduc «dei Ronchi»

Résumé

Le viaduc «dei Ronchi» est l'un des ouvrages d'art de la rampe nord de l'accès au Col du Monte-Ceneri. Il se trouve donc dans la partie sud de la route nationale N2 qui relie Bâle à Chiasso et supporte constamment un intense trafic.

L'ouvrage comporte deux ponts jumeaux à chaussées séparées. Ayant une rampe de 4,6 %, la chaussée nord-sud est pourvue d'une voie lente supplémentaire pour les poids lourds.

Ces ponts ont des longueurs de 540 m pour la direction sud-nord et de 578 m pour le nord-sud. Ensemble, ils ont une surface totale de 14 680 m². En plan, ils dessinent une courbe d'env. 2200 m de rayon.

La conception de la statique de l'ouvrage n'a pas posé de problèmes particuliers mais a exigé beaucoup de temps. L'exécution par étapes exigeait bien entendu l'analyse de nombreuses phases intermédiaires au cours desquelles on devait tenir compte des effets du retrait, de la température, ainsi que des déformations élastiques et plastiques. Mais cela permettait en revanche le réemploi des installations notamment des échafaudages.

L'ouvrage a une précontrainte totale dans le sens longitudinal et partielle seulement dans le sens transversal. Ceci permet d'éviter les fissures dues au poids propre et par conséquent de prolonger la durée de l'ouvrage et d'en diminuer les frais d'entretien.

Bien que le terrain soit favorable, sa morphologie et sa pente transversale ont posé quelques problèmes aux ingénieurs pour la conception et l'exécution des fondations.

Les essais de charge exécutés conformément aux prescriptions ont donné des résultats intéressants, à savoir un comportement parfaitement élastique des structures. On a constaté aussi une étonnante concordance entre les déformations mesurées lors des essais et celles qui avaient été calculées en tenant compte de l'augmentation du module E due à la maturation du béton et à la présence de l'armature.

Der Viadukt «dei Ronchi»

Zusammenfassung

Der Viadukt «dei Ronchi» ist Teil eines auf der Nord-Rampe der Monte-Ceneri-Passstrasse erstellten Kunstbautenkomplexes. Erfügt sich deshalb in den südlichen Teil der Nationalstrasse N2 ein, die Basel mit Chiasso verbindet und auf welcher stets ein grosses Verkehrsaufkommen herrscht.

Das Bauwerk besteht aus zwei Zwillingsviadukten mit getrennten Fahrbahnen. Die zusätzlich mit einer Kriechspur für den Schwerkverkehr erstellte Nord-Süd-Fahrbahn weist ein Gefälle von durchschnittlich 4,6 % auf.

Im planimetrischen Bereich beschreiben die Fahrbahnen, deren Längen 540 m¹ (Süd-Nord-Fahrbahn) und 578 m¹ (Nord-Süd-Fahr-

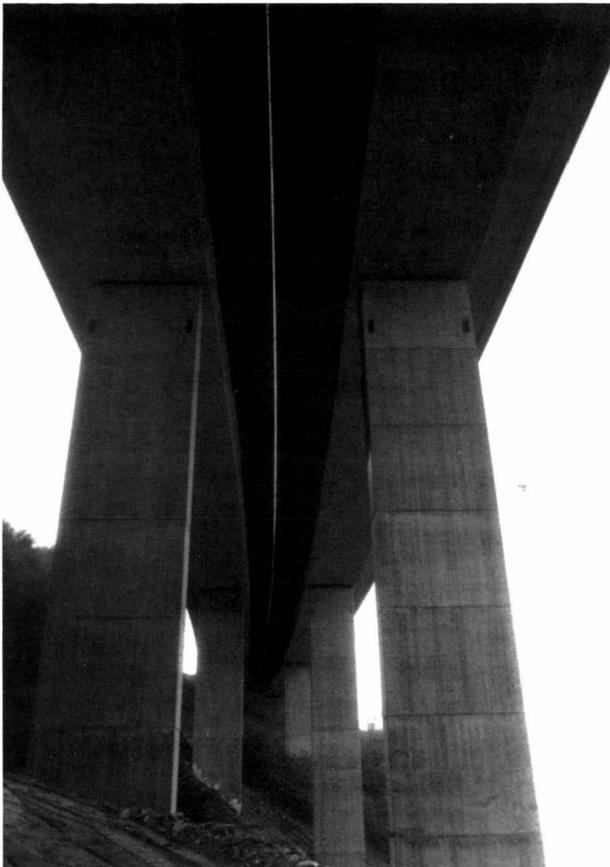


Fig. 6
Surface inférieure
Untersicht
Bottom view

bahn) betragen und eine Gesamtfläche von ca. 14 680 m² bilden, einen Kreisbogen mit einem Radius von 2200 m¹.

Trotz des beträchtlichen Umfangs dieses Kunstwerkes waren an dessen Projektierung keinerlei schwere statische Probleme verknüpft, obwohl deren Lösung einen beträchtlichen Zeitaufwand erforderte. Die etappenweise Ausführung bedingte zwar die Analyse einer Vielzahl von Zwischenphasen, wobei die Auswirkungen der Kontraktion, der Temperatur, der elastischen und plastischen Verformungen usw. berücksichtigt werden müssen. Sie erlaubte jedoch ein beträchtliches Mass an Wiederverwendung der Bauvorrichtungen, insbesondere der Lehrgerüste.

Ganz vorgespannt ist das Bauwerk in Längs- und teilweise in Querrichtung. Damit sollten Rissbildungen infolge des Eigengewichtes verhindert werden zugunsten einer verlängerten Lebensdauer und einer Senkung der Unterhaltskosten.

Obwohl das Terrain als günstig beurteilt wurde, stellte dessen Morphologie und Querfälle die Ingenieure bei der Konzipierung und dem Bau der Fundationen vor zusätzliche Probleme.

Als besonders interessant gelten die Resultate der vorschriftsgemäss durchgeführten Belastungsversuche, liefern diese doch den Beweis eines absolut elastischen Verhaltens der Strukturen.

Es wurde ebenfalls eine überraschende Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und den errechneten Verformungsdaten festgestellt unter Berücksichtigung der durch das Reifen des Betons bedingten E-Wert-Zunahme.

Die statischen und geometrischen Daten des Bauwerkes sind in der Beschreibung vermerkt.

«Ronchi»-viaduct

Summary

The «Ronchi»-viaduct is part of an art works complex on the Northern approaches of the monte Ceneri pass road. It is therefore a section of the Southern part of the permanently heavily trafficked National Highway N2, which links Basle to Chiasso. The viaduct consists of two twin bridges designed for traffic in opposite directions. A slow lane for freight traffic has been added to the South bound carriageway, the slope of which averages 4.6%. From the plane geometry view-point, the 540 m¹ long South-North and the 578 m¹ long North-South carriageways, totalling an approximate area of 14 680 m², describe a circular arch with a radius of 2200 m¹.

Despite the considerable size of the project the tackling of its statics, though requiring a considerable amount of time, did not offer great difficulties.

Stagewise construction required the additional analysis of the many intermediate phases, whereby special attention had to be given to the effects of contraction, temperature, elastic and plastic strains, etc. This method however allowed the re-use of a considerable amount of construction materials in general and of the falsework in particular.

Full longitudinal and partial transverse pretensioning has been applied to avoid fissuration due to deadweight, thus achieving a prolongation of the service life as well as a drop of maintenance costs.

Though the terrain had been assessed as appropriate, its morphology and cross-fall forced the engineers to tackle additional foundation designing and construction problems.

Of particular interest are deemed the results of loading tests effected according to standard specifications, which prove the absolutely elastic behaviour of the viaduct structures. Moreover it was found, that test results tallied in a surprising way with computation data particularly with regard to the increase of the module of elasticity considering the concrete maturation process and the presence reinforcement steel.

Pertinent statical and geometrical data are to be found in the project description.



Fig. 7
Vue de côté
Seitenansicht
Side view

Sitter-Viadukt St. Gallen

Bauherr
Oberbauleitung
Projektverfasser und
örtliche Bauleitung
Bauunternehmer

Baudepartement des Kantons St. Gallen
Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St. Gallen, Abt. Brückenbau

D. J. Bänziger + A. J. Köppel, Dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC, Buchs SG
ARGE Sitter-Viadukt: Leo Stehrenberger AG, Wil SG; Emil Baumann AG, Rothenthurm; Preiswerk + Cie. AG, Basel

Baujahre

1980–1983

Allgemeines

Die Nationalstrasse N1/SN1 verläuft vom Anschlusswerk St. Gallen-West, das die Hauptausfallachse der Stadt und die von Herisau kommende schweizerische Talstrasse T8 mit der Nationalstrasse verbindet, zunächst in östlicher Richtung über offenes Gelände und überquert auf einem maximal 64 m hohen und 655 m langen Viadukt das Sittertobel. Östlich davon führt das Trasse zur Verzweigung Schoren mit Verbindung zum städtischen Anschluss Reitbahn und anschliessend zum Portal des Rosenbergtunnels.

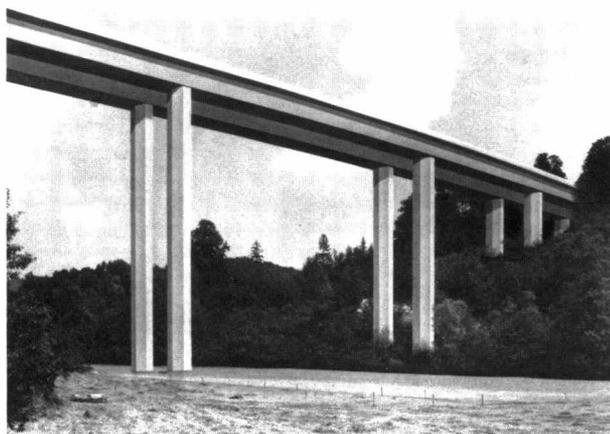


Fig. 1

Fotomontage Ausschnitt des Sitter-Viaduktes; 80-m-Feld über die Sitter, 64 m hoch über dem Tal, und Fortsetzung im östlichen Talhang mit kontinuierlich abnehmenden Spannweiten.

Section d'une photomontage du viaduc du Sitter; travée principale de 80 m à 64 m au dessus de la vallée. Les portées diminuent continuellement en direction est.

Photo montage section of the Sitter viaduct showing the 80 m long and 64 m high main-span over the river. Span widths gradually diminish in easterly direction.

Geometrie

Das Längsgefälle beträgt max. 0,35 % und führt vor dem Widerlager Ost zum tiefsten Punkt einer Wannenausrundung. Die Strassenaxe ist im westlichen Bereich gerade und geht mittels einer Klothoide in einen Kreisbogen von $R = 1200$ m über. Dementsprechend ist das Quergefälle variabel und erreicht im Maximum 6,0 %.

Geologie

Westlicher Talhang (WL West-Pfeiler 4)

Schichtfolge: Gehängelehm, Moräne, Molassefels; Mächtigkeit des Lockergesteins von 12 m (WL West) auf 3 m (Talsohle) abnehmend; Molassefels (leicht zerklüftet) bestehend aus Mergel mit Bänken aus mergeligem, siltigem Sand sowie Schichten von kohligem Mergel fällt mit 12° bis 20° gegen NNW; hochliegender, teilweise gespannter Hangwasserspiegel führte zu einer Rutschung bei Pfeiler 3; Berücksichtigung Kriechdruck für Pfeiler 4.

Talsohle (Pfeiler 5–Pfeiler 7)

Sandig-kiesige Alluvionen anstelle der Moräne (3 bis 4 m mächtig), darunter die vorstehend beschriebene Molasse.

Östlicher Talhang (Pfeiler 8–WL Ost)

Molasseschichten praktisch anstehend, 16° bis 18° gegen NNW fallend; gegen WL Ost mit Gehängelehm überdeckt; Deckschicht neigt zu Durchnässung.

Projektkonzept

Die Grundlage bildet die harmonische Anpassung der Spannweiten an die Topographie unter Berücksichtigung einer dauerhaften und wirtschaftlichen Lösung. Dies führte zu folgenden Spannweiten von West nach Ost: 45 – 55 – 65 – 75 – 80 – 80 – 80 – 65 – 60 – 55 m. Im Bereich des tiefen Taleinschnittes ist die Spannweite maximal. Mit abnehmender Brückenhöhe über Terrain nehmen die Spannweiten kontinuierlich ab, was zu einem ausgewogenen Gesamtbild der imposanten Brückenkonstruktion führt (Fig. 1).

Für den Konzeptentscheid zugunsten von *Zwillingsbrücken* statt einer Einzelbrücke waren folgende Faktoren massgebend:

- Bessere Anpassung an die Brückengeometrie mit den starken Quergefallsänderungen und Quergefällen bis 6 %.
- Zwei getrennte Kastenquerschnitte mit kleinen Konsolen sind statisch günstiger als ein Kasten mit weit ausladenden Konsolen. Ebenso ist das Verhältnis Kastenbreite zu Kastenhöhe günstiger zur Aufnahme der St. Venant-Torsion.
- Der prozentuale Anteil der Flächen über dem Kasten ist grösser. Die Fahrbahn-Hauptspur ist immer über dem besser isolierten Hohlkasten, die Glatteisgefahr somit geringer.

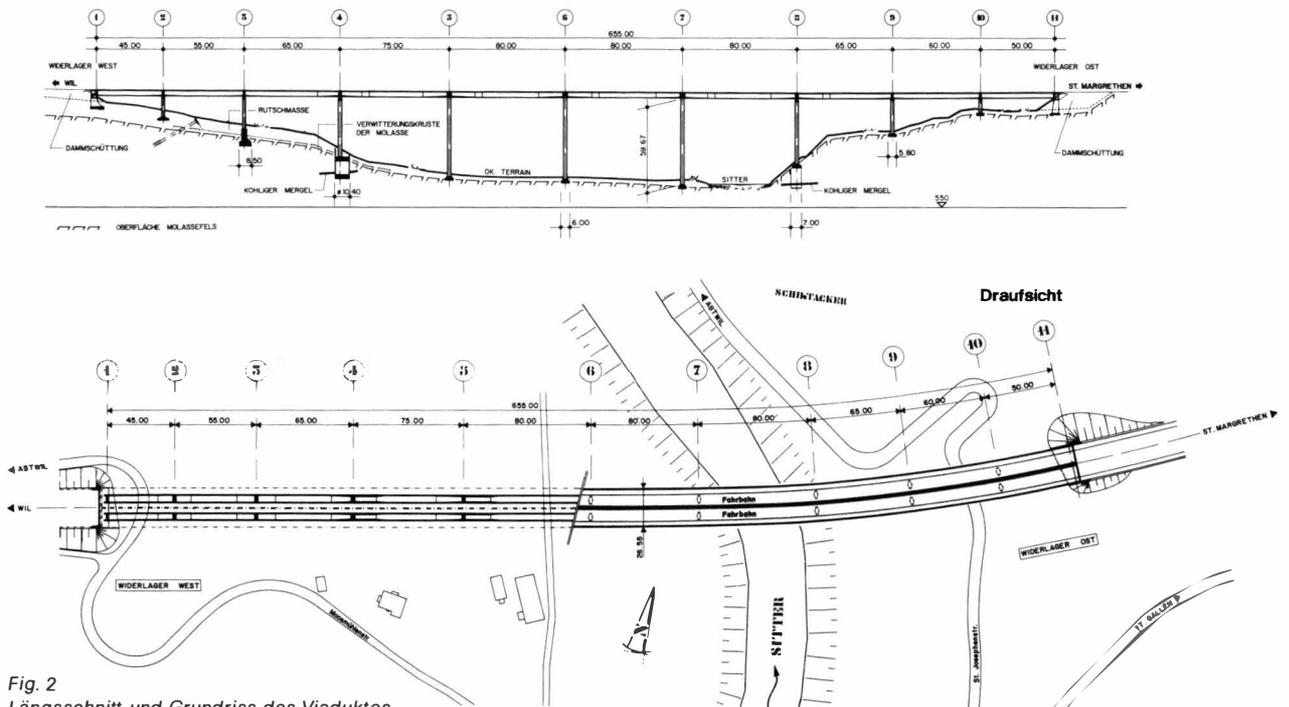


Fig. 2
Längsschnitt und Grundriss des Viaduktes.
Coupe en long et plan du viaduc.
Longitudinal section and plan of viaduct.

– Bei späteren Brückenrevisionen (Auswechseln von Belag, Lager oder Fahrbahnübergängen) kann eine Brücke ausser Betrieb genommen werden und der Verkehr kann auf der anderen Brücke aufrecht erhalten bleiben (Fig. 2).

Pfeiler

Nach dem Konzeptentscheid «Zwillingsbrücke» stand natürlicherweise die Ausbildung von *Zwillingspfeilern*

Tragsystem und Lagerung

Das Tragsystem ist ein fugenloser Durchlaufträger, der in Längsrichtung beim Widerlager West mittels eines Horizontalkraft-Lagers fixiert ist. Bei den niedrigen Pfeilern 2, 9 und 10 sowie beim WL Ost sind verschiebliche Neotopf-Lager angeordnet, bei den mittelhohen Pfeilern 3, 4 und 8 erfolgt die Lagerung über Betongelenke, während die rund 60 m hohen Pfeiler 5, 6 und 7 biegesteif mit dem Überbau verbunden sind.

Fundationen

Der grösste Teil der Abstützungen ist flach als Einzel- oder Doppelfundament fundiert, nämlich: WL West und Pfeiler 2 auf Moräne, Pfeiler 5, 6, 7, 9 und 10 sowie WL Ost auf Molassefels. Beim Pfeiler 3 wurde infolge einer Rutschung der Moräne auf der Molasse ein im Molassefels eingespannter Fundamentpfropfen ausgeführt, der den Kriechdruck des darüber liegenden Hanges aufzunehmen vermag. Beim Pfeiler 4 wurde mit der, Hangbewegungen möglichst vermeidenden Schachtfundation im Unterfangungsverfahren in Etappen von 1,20 m abgeteuft und unter den kohligten Mergel in die gesunde Molasse fundiert. Der rund 20 m tiefe Doppel-Hohlschacht ist so ausgelegt, dass er den Kriechdruck des darüber liegenden Hanges aufzunehmen vermag (Fig. 3). Beim Pfeiler 8 ist ein Fundamentpfropfen-Fundament ebenfalls bis unter den kohligten Mergel vorgesehen.

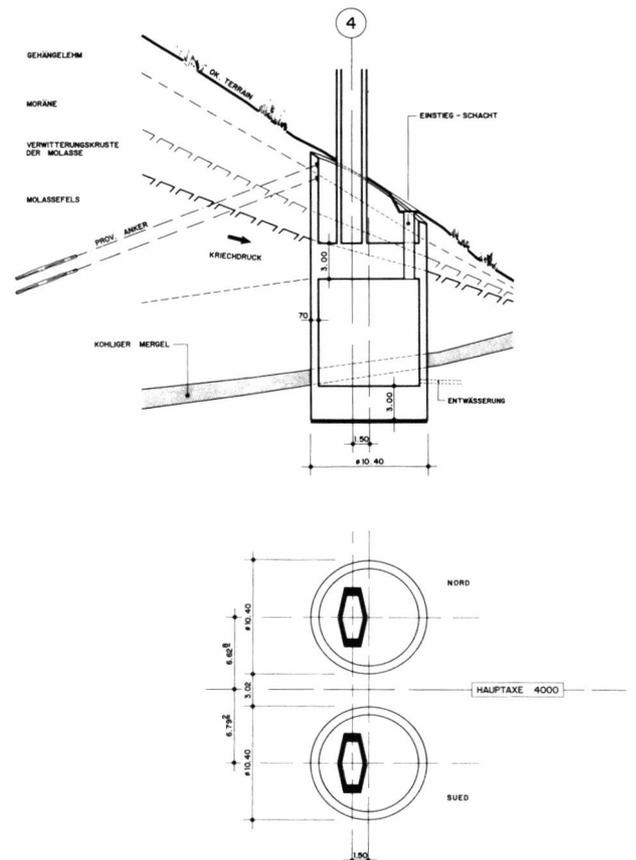
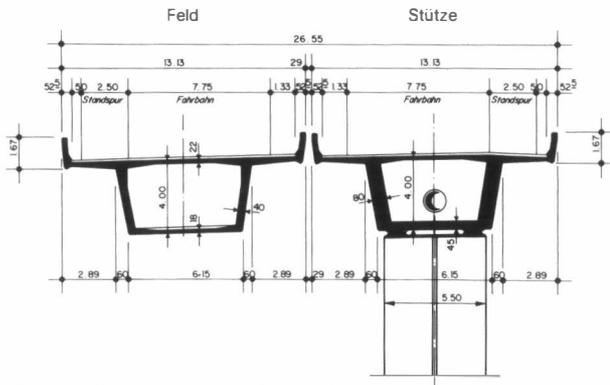
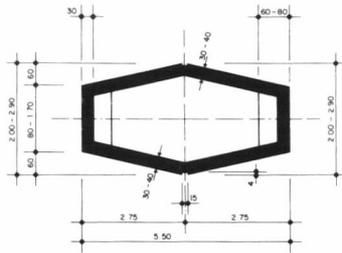


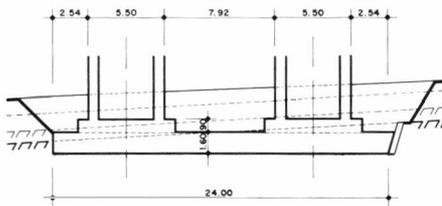
Fig. 3
Hohlschacht-Fundation für Pfeiler 4, dargestellt in Schnitt und Draufsicht.
Coupe en long et vue d'en haut du puits de fondation du pilier 4.
Cross section and top view of foundation well of pier 4.



Überbau. Konstante Querschnittshöhe.
Superstructure à coupe transversale, hauteur constante.
Superstructure cross section of constant height.



Stützen-Querschnitt. Verstärkungen abgestuft nach Stützhöhe.
Coupe en travers de pilier dont le fruit varie selon la hauteur.
Pier cross-section tapering according to height.



Doppel-Fundament für Pfeiler 5 bis 7.
Double fondation des piliers 5 à 7.
Double foundation of piers 5-7.

Fig. 4

im Vordergrund. Die Wahl fiel auf hexagonale Hohl-
pfeiler mit den Hauptabmessungen $5,50 \times 2,00$ bis
 $2,90$ m und einer Wandstärke von 30 bis 40 cm.
Diese Formgebung erfolgte auf Grund von statischen
Erfordernissen und nach ästhetischen Gesichtspun-
kten. Die Mittelnut auf der Breitseite hat eine rein
gestalterische Funktion, um eine klare Trennung der
verschieden beleuchteten Flächen zu erreichen. Die
Pfeiler werden mittels Kletterschalung in Etappen von
 $3,60$ m Höhe hochgezogen. Aus ästhetischen Gründen
sind Tafelschalungen mit sandgestrahlter Brettstruktur
im Einsatz, die einen sehr schönen Sichtbeton er-
möglichen.

Überbau

Die zwei getrennten *Hohlkasten-Querschnitte* sind in
Querrichtung schlaff armiert, in Längsrichtung teil-
weise vorgespannt. Die Kastenhöhe beträgt $4,00$ m.

In den drei grossen Talfeldern von 80 m Stützenweite
ergibt sich damit ein Schlankheitsverhältnis von $1 : 20$
(Fig. 4).

Die *Herstellung* erfolgt in zwei Phasen: Trog-Fahr-
bahnplatte. Der Altersunterschied der beiden Teile
ist auf 7 Tage limitiert. Die *Brückenbrüstungen* mit
dem New-Jersey-Profil werden nachträglich mit be-
sonderen Schalwagen in Etappen von ca. 8 m Länge
hergestellt und mit Kona-Kabeln gegen Schwinden
vorgespannt. Sie zählen nicht zum statischen Quer-
schnitt in Längsrichtung, müssen aber in Querrich-
tung die Anprall-Last von $H = 30$ t auf Kronenhöhe
aufnehmen.

Die *Längsvorspannung* ist entsprechend den variablen
Spannweiten abgestuft. Im Minimum (in den Randfel-
dern) sind vier 250-t-Kabel pro Steg angeordnet, im
Maximum (über den Stützen 5, 6 und 7) sind pro
Steg 11 Kabel vorhanden. Die Steg- sowie die Druck-
plattenstärke werden entsprechend den statischen
Anforderungen variiert. Die gewählten Querschnitts-
dimensionen gestatten eine einwandfreie Kabelfüh-
rung mit genügend Platz für die Abspannstellen und
gute Betoniermöglichkeiten. Für den Überbau werden
Grosstafelschalungen mit sandgestrahlter Brettstruk-
tur verwendet, was einen ausserordentlich schönen
Sichtbeton ergibt und in der Handhabung trotzdem
sehr rationell ist.

Installation und Lehrgerüst

Das Konzept der Unternehmung für eine preisgün-
stige, aber trotzdem effiziente *Installation* besteht
darin, dass ein Bauvorgang mittels Kranen von der
Talsole aus wegen der grossen Höhe und dem
mehrmaligen Umsetzen in schwierigem Gelände
vermieden werden muss. Daraus ergibt sich eine Dispo-
sition mit einem Turmdrehkran, nachgezogen auf
dem betonierten Überbau, der vor allem für die Er-
stellung des nächstfolgenden Feldes eingesetzt wird,
und einem zweiten Turmdrehkran, fahrbar auf dem
Lehrgerüst, mit dem vor Kopf die Pfeiler hochgezogen
werden und das Lehrgerüst montiert wird. Mittels
beider Krane können auch die 80 -m-Felder vollstän-
dig bestrichen werden. Diese interessante Idee erübrigt
weitere Kraninstallationen.

Das *Lehrgerüst* besteht aus Türmen und Rüstbindern.
Die Weiten der Stütztürme ($8,0$ m) wie die Spannwei-
ten der Rüstbinder ($15,0$ bis $20,0$ m) eignen sich für
alle Bauetappen.

Baublauf

Der Bauablauf erfolgt etappenweise von Kragarm zu
Kragarm. Beide Brücken werden parallel erstellt.

Der *Querverschub* des gesamten Lehrgerüstes pro
Etappe inkl. Kran erfolgt mit den auf Bohrpfeilen
gelagerten Verschiebbahnen am Fuss der Lehrgerüst-
türme und seitlich am Kopf der Brückenpfeiler. Der
Zeitbedarf hierfür beträgt 2 Tage. Dieses Bau-
ablauf-Konzept gewährleistet einen raschen Bau-
fortschritt mit einem Minimum an Ausrüstung. Der
durchschnittliche Arbeitstakt pro Brückenfeld beträgt
4 Wochen.



Fig. 5
 Flugbild Comet vom 18. 8. 1981. Die Überbauten Nord und Süd sind bis zum Kragarm nach dem Pfeiler 3 erstellt. Der vordere Turmdrehkran steht auf dem Lehrgerüst und bedient das Hochziehen des Pfeilers 4 Süd. Der im Unterfangungsverfahren hergestellte Schacht 4 Nord ist gut einzusehen.
 Vue d'en haut le 18 août 1981. Les tabliers sud-nord et nord-sud ont été mis en œuvre jusqu'au bras en porte à faux du pilier No 3. La grue pivotante sur pylône sur le cintre sert à l'érection du pilier 4 sud. On voit clairement l'intérieur du fût du pilier 4 nord.
 Bird's eye view on 18 August 1981. The North- and South bound bridge deck girders are connected with the cantilever section of Pier 3. The tower crane on the falsework serves in erecting pier 4 South. View on the inside of the Northern foundation well of pier No. 4 (Photo Comet).

Materialaufwand

Beton	23 700 m ³
Schalung	70 560 m ²
Armierungsstahl	2 020 t
Spannstahl	320 t

Baukosten

Reine Baukosten bei Bauvollendung	ca. 23 Mio Franken
Kosten pro m ² Brückenfläche	ca. 1328.— Fr./m ²

D. J. Bänziger, Dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC

Sitter-Viadukt St. Gallen

Zusammenfassung

Der Sitter-Viadukt, ein wichtiges Objekt der Nationalstrasse N 1/SN 1 überquert das Sittertobel zwischen Abtwil und St. Gallen. Er ist 655 m lang und maximal 64 m hoch über dem Tal. Er besitzt 10 Felder von 45 bis 80 m Spannweite, die harmonisch in die Landschaft eingepasst sind. Er ist als Zwillingenbrücke mit Zwillingenpfeilern ausgebildet und statisch ein fugenloser Durchlaufträger mit 4,0 m Konstruktionshöhe. Die zwei getrennten Hohlkasten-Querschnitte des Überbaus sind in Querrichtung schlaff armiert und in Längsrichtung teilweise vorgespannt. Die Längsvorspannung ist entsprechend den variablen Spannweiten starkabgestuft. Der Überbau wird feldweise von Kragarm zu Kragarm auf einem konventionellen Lehrgerüst ausgeführt. Dieses ist jedoch auf Verschubbahnen gelagert, die einen vollständigen Querverschub eines ganzen Feldes inkl. Kran innert zwei Tagen gestatten. Die Installation besteht aus nur zwei Turmdrehkranen. Mit einem Turmdrehkran, nachgezogen auf dem betonierten Überbau, und dem zweiten Turmdrehkran, fahrbar auf dem Lehrgerüst, können die 80 m Felder bestrichen werden. Mit dem vorderen Kran auf dem Gerüst werden zugleich Pfeiler und Lehrgerüsttürme hochgezogen und die Rüstbinder montiert. Dieses Installations- und Lehrgerüstkonzept erlaubt einen Arbeitstakt pro Brückenfeld von nur 4 Wochen.

Die Pfeiler sind als hexagonale Hohl Pfeiler mit einer Längsnut auf der Breitseite ästhetisch wohlgeformt gestaltet. Der grösste Teil der Abstützungen ist flach als Einzel- oder Doppelfundamente fundiert; z. T. auf Moräne, mehrheitlich auf Molassefels. Die Hangpfeiler 3, 4 und 8 sind mittels Pfropfen resp. Hohl schächten fundiert, um den dort besonders schwierigen geologischen Verhältnissen Rechnung zu tragen.

Viaduc sur la Sitter à St-Gall

Résumé

Ouvrage important de la route nationale N1/SN1, ce viaduc enjambe le vallon de la Sitter entre Abtwil et St-Gall. Il a 655 m de longueur et une hauteur maximum de 64 m au-dessus du sol. Il comporte 10 travées de 45 à 80 m qui s'inscrivent harmonieusement dans le paysage. Il s'agit de deux ponts jumeaux conçus comme poutres continues sans joints, sur deux files de piles. Les deux sections en caisson de 4 m de haut de la superstructure sont armés simplement dans le sens transversal et partiellement précontraints dans le sens longitudinal. Cette précontrainte longitudinale varie fortement d'une travée à l'autre en raison de leurs portées différentes. La superstructure a été exécutée par travée sur un échafaudage traditionnel. Toutefois, celui-ci est posé sur des rails permettant son ripage transversal ainsi que celui de la grue, en deux jours. L'installation comporte deux grues seulement, l'une placée sur la travée déjà bétonnée, l'autre mobile sur l'échafaudage. A elles deux, elles permettent d'atteindre tous les points de la travée de 80 m. Celle de devant participe aussi au montage de la pile et des supports de l'échafaudage ainsi qu'à l'assemblage de ce dernier. Cet équipement permet d'effectuer le bétonnage d'une travée en quatre semaines seulement.

Les piles ont une section creuse de forme hexagonale dont l'esthétique est complétée par une rainure dans la face large. Pour la plupart elles reposent librement sur une fondation simple ou double, en partie sur la moraine, mais le plus souvent sur la molasse. Les piles 3, 4 et 8 sont fondées sur des puits pour tenir compte des conditions géologiques rencontrées.

Sitter-viaduct St. Gallen

Summary

The Sitter Viaduct, an important structure of National Highway N1/SN1, crosses the Sitter Ravine between Abtwil and St. Gallen. It is 655 m long and at maximum is 64 m above the valley floor. It comprises 10 spans varying from 45 to 80 m, which blend harmoniously into the landscape. It is constructed as a twin bridge, comprising twin piers and a continuous girder without joints of 4.0 m depth. The two separate box sections of the superstructure are normally reinforced in the transverse direction and partially prestressed in the longitudinal direction. The longitudinal prestressing is considerably graduated to suit the different spans. The superstructure is constructed on a conventional falsework by spans from one cantilevered arm to the next. The falsework is mounted, however, on tracks which permit the complete transverse shifting of an entire span including the crane within two days. The erection plant comprises only two tower cranes. With one tower crane following on the concreted superstructure and the second tower crane travelling on the falsework, it is possible to serve the 80 m spans. The forward crane mounted on the falsework can be used for the concurrent raising of the piers and falsework towers and erection of the falsework trusses. This concept of construction plant and falsework enables each span of the bridge to be completed in a cycle of only four weeks.

The piers are hexagonal hollow piers with a longitudinal groove on the wide face to give a pleasant aesthetic appearance. The majority of the pier foundations are flat single or double slab foundations, some resting on moraine but most of them on molasse rock. The slope piers 3, 4 and 8 are founded on hollow shafts, to take account of the particularly difficult geological conditions encountered at these positions.

Parkhaus Saas-Fee

Bauherr
Projekt und Bauleitung
Bauunternehmer
Vorspannarbeiten
Ausführung

Bürgergemeinde Saas-Fee
Ingenieurbüro Schneller Schmidhalter Ritz, Brig
Anthamatten & Kalbermatten AG, Saas-Fee
Spannbeton AG, Lyssach
1979–1980

Einleitung

Saas-Fee, ein bekannter Sommer- und Winterferienort in den Walliser Alpen, liegt auf etwa 1800 m ü. M. und ist nur auf der Strasse erreichbar. Die ständig steigende Zahl der mit dem eigenen Auto anreisenden Gäste und das besonders im Winter zu knappe Angebot an Parkplätzen veranlassten die Gemeindebehörden, ein *achtgeschossiges Parkhaus* mit ca. 950 Abstellplätzen bauen zu lassen. Mit der Erstellung des Gebäudes wurde im Oktober 1979 begonnen. Die Bauzeit betrug etwa ein Jahr.

Für das Parkhaus wurde ein System mit schwach geneigten Parkrampen gewählt, die zwei gegenläufige Spiralen bilden und einen vollständig richtungsgetrenten Verkehr über alle Geschosse erlauben. Das Gebäude wurde frei, ohne Seitenwände, in die Baugrube hineingestellt, so dass ein Mittelding zwischen offenem und geschlossenem Gebäude entstand. Vor allem kam hier auch der in Planung und Projektierung stark betonte *Schutz des Landschaftsbildes* zum Tragen, indem von den insgesamt 73 000 m³ umbauten Raumes volle 60% im Terrain verschwinden und von der Strassenzufahrt her nur das Dachgeschoss sichtbar ist. Erkauft wurde dies durch einen Aushub von 31 000 m³ Sprengfels und 15 000 m³ Lockermaterial.

Tragkonstruktion

Das Tragwerk ist ein in Ortsbeton ausgeführter offener *Skelettbau* mit *vorgespannten Flachdecken*. Praktisch im Zentrum befindet sich der Gebäudekern mit dem Treppenhaus und den Aufzugsschächten. Zusammen mit den Stützen gewährleistet dieser Kern die horizontale Stabilität des Bauwerkes (Fig. 1 und 2).

Das Parkhaus ist 83,3 m lang, 35,5 m breit und 25,5 m hoch. In Längsrichtung wurde ein konstanter *Stützenabstand* von 7,50 m gewählt, in Querrichtung ist der Stützenabstand 4,50 m / 7,60 m / 2 × 4,765 m / 7,60 m / 4,50 m. Die Decken sind mit Ausnahme der stirnseitigen Randfelder und der Mittelfelder unter 4,5% geneigt und dienen gleichzeitig als Auf- und Abfahrampen. Die *Deckenstärke* beträgt in den sieben Normalgeschossen 200 mm, was einem Verhältnis Spannweite zu Deckenstärke von 38 entspricht. Die Deckenstärke der Dachdecke beträgt in der Längsachse 400 mm und nimmt bis zu den Längsrändern des Parkhauses auf 250 mm ab. Sämtliche *Stützen* weisen einen rechteckigen Querschnitt auf und sind biegesteif mit den Decken verbunden. Die Abmessungen der am stärksten beanspruchten Innenstützen variieren von 0,35 × 1,00 m im untersten bis 0,25 × 0,45 m im Dachgeschoss.

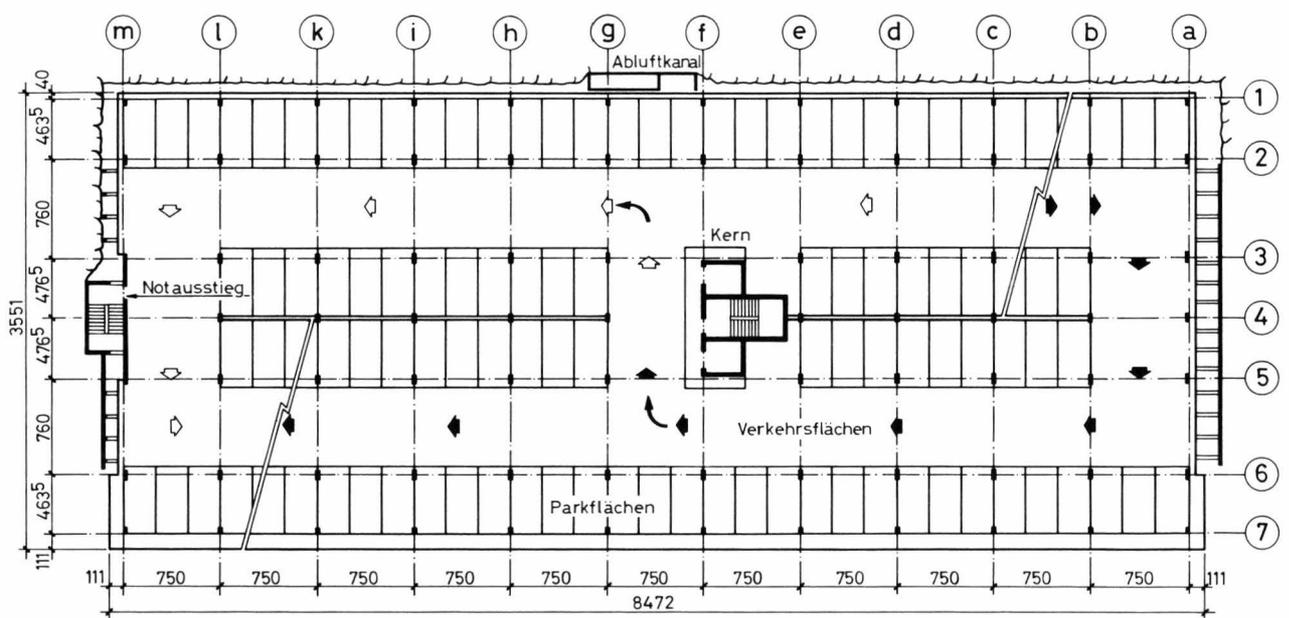


Fig. 1
Grundriss Normalgeschoss mit Parkflächen.
Plan d'étage standard avec aires de stationnement.
Standard floor plan with parking areas.

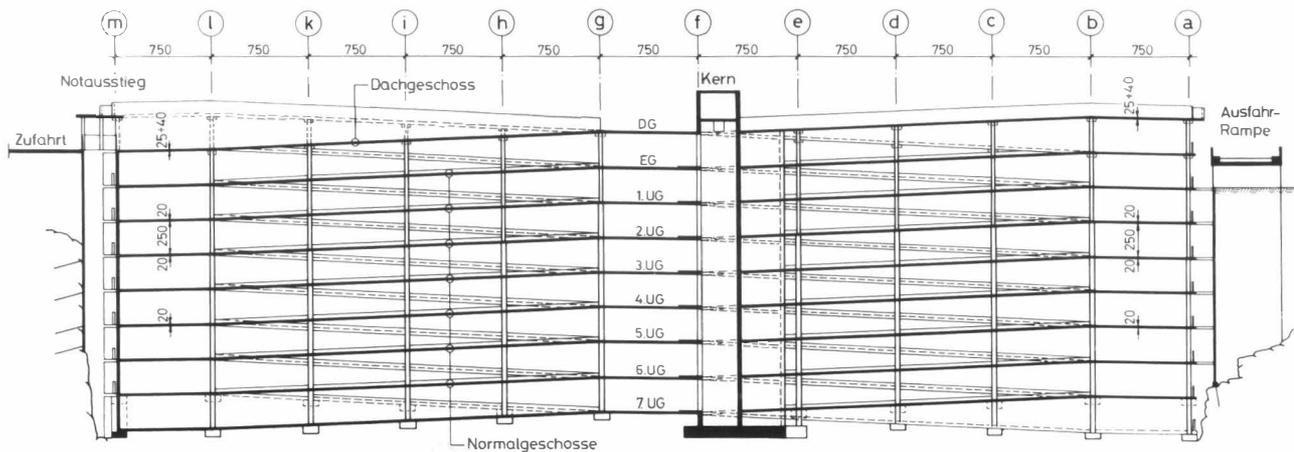


Fig. 2
Längsschnitt durch Parkhaus.
Section en long de l'auto-silo.
Longitudinal section of parking building.

Auf Trennfugen konnte in allen Decken verzichtet werden. Das Bewegungszentrum für horizontale Verschiebungen liegt im Bereich des Gebäudekerns. Demnach bewegen sich Decken und Stützen infolge Schwinden und Kriechen des Betons sowie Temperatureinwirkungen symmetrisch zum Kern.

Bemessung der Decken

Die Angaben über die Bemessung beschränken sich auf die neue Konstruktionsart der Decken mit *Vorspannung ohne Verbund*. Für diese Konstruktionsart existieren heute erst wenige Vorschriften und Empfehlungen (USA, England, FIP-Empfehlungen). In verschiedenen Ländern sind entsprechende Bestimmungen in Arbeit (Deutschland, Schweiz, Holland). Die Decken des Parkhauses Saas-Fee wurden im wesentlichen auf der Grundlage des Revisionsvorschlages 1979 zur Norm SIA 162 und in Anlehnung an den Ausnahmetitel 3.02, Absatz 9, der Norm SIA 162 bemessen. Der Revisionsvorschlag stützt sich zur Hauptsache auf Ergebnisse eines Forschungsprojektes über vorgespannte Platten, das seit 1973 am Institut für Baustatik und Konstruktion an der ETH Zürich läuft.

Die sieben Normalgeschossdecken sind auf eine *Nutzlast* von 2 kN/m^2 bemessen. Bei einem *Eigengewicht* der Decken von 5 kN/m^2 ergibt sich ein Verhältnis Eigengewicht zu Gesamtlast von 71%. Die rechnerische Belastung der Dachdecke setzt sich aus dem Eigengewicht, das im Mittel 8 kN/m^2 beträgt, sowie aus den Lasten infolge Dachbepflanzung von 4 kN/m^2 und der maximalen Schneelast von 11 kN/m^2 zusammen. Das Verhältnis Eigengewicht zu Gesamtlast ist hier klein, es erreicht nur einen Wert von knapp 35%.

Die Decken sind mit kunststoffummantelten, gefetteten *Monolitzen ohne Verbund* vorgespannt. Der Nenn-durchmesser der verwendeten Monolitzen beträgt 15 mm ($0,6''$), der Stahlquerschnitt 146 mm^2 und die Bruchkraft pro Litze ist $257,8 \text{ kN}$. Die Anordnung der Spannglieder ist für einen Ausschnitt aus dem Normalgeschoss in Fig. 3 dargestellt. Im Quer- und Längs-sinn liegen 50% der Spannglieder in den Stützenstreifen und 50% sind im Feld gleichmässig verteilt.

Die Spannglieder über den Stützen sind zum Teil in Zweier- und Dreiergruppen gebündelt. In Längsrichtung sind die Spannglieder durch eine nichtspannbare *Zwischenverankerung* in Abschnitte von $46,3 \text{ m}$ und $37,0 \text{ m}$ unterteilt. Die Litzen in Querrichtung weisen in den horizontalen Bereichen ebenfalls *Zwischenverankerungen* auf. Diese liegen in Arbeitsfugen und dienen beim Bau als Spanverankerungen für jeweils eine Deckenhälfte. Die von der Vorspannung erzeugte, praktisch gleichmässig verteilte *Umlenkraft* beträgt in den Normalgeschossdecken nach Abzug der Verluste $3,7 \text{ kN/m}^2$ oder 74% des Eigengewichtes und in der Dachgeschossdecke durchschnittlich $11,6 \text{ kN/m}^2$ oder 145% des Eigengewichtes. Dies entspricht im Längs- und Quersinn einer mittleren zentrischen Vorspannung von $1,3 \text{ kN/mm}^2$ oder einem Spannarmierungsgehalt von 0,16%. Der gesamte Spannsteelgehalt beträgt in den Normalgeschossdecken $3,7 \text{ kg/m}^2$ und in der Dachdecke $6,0 \text{ kg/m}^2$.

Bei der Spanngliederanordnung wurde darauf geachtet, dass die Spannglieder im Stützenbereich einen minimalen Biegeradius aufweisen, um einen möglichst grossen Lastanteil direkt über Umlenkkräfte auf die Stützen abgeben zu können. Bei den Innenstützen der Normalgeschossdecken beträgt das Verhältnis dieses Anteils zu der auf die Stütze abgegebenen Last aus Eigengewicht und Nutzlast etwa 55% und bei der Dachdecke, die wegen des *Durchstanzens* mit Stützenpilzen verstärkt werden musste, etwa 46%.

In den Normalgeschossdecken ist eine untere *schlaffe Bewehrung* nur in den Randfeldern eingelegt. Die stirnseitigen Randfelder weisen einen Gehalt an schlaffer Bewehrung von 0,16% und die längsseitigen Randfelder von 0,07% auf. In den Innenfeldern war keine untere Bewehrung erforderlich. Über den Stützen ist im Bereich von $1/2$ ein mittlerer Bewehrungsgehalt von 0,36% vorhanden, wobei diese Bewehrung im Durchstanzkegel konzentriert ist. In der Dachgeschossdecke beträgt der Gehalt an schlaffer unterer Bewehrung bei den stirnseitigen Randfeldern 0,35% und in den übrigen Bereichen 0,11%. Im Stützenbereich ist eine schlaffe obere Bewehrung entsprechend einem Gehalt von 0,41% vorhanden. Der gesamte Aufwand an schlaffer Bewehrung beträgt bei den Normalgeschossdecken $6,4 \text{ kg/m}^2$ und bei der Dachdecke 12 kg/m^2 (inkl. 1 kg/m^2 Montagebewehrung für die Spannglieder).



Fig. 5
Innenansicht fertiges Parkhaus.
Intérieur de l'auto-silo.
Interior of parking building.

Hauptquantitäten und Kosten

Aushub Fels	ca. 31 000 m ³
Aushub Lockermaterial	ca. 15 000 m ³
Beton	ca. 7 500 m ³
Schalung	ca. 40 000 m ²
Stahl III und IV	ca. 300 t
Monolitzen	ca. 82 600 m (95 t)

Die definitiven Kosten werden pro Parkplatz sFr. 9000.— bis sFr. 10 000.— betragen, davon entfallen ungefähr die Hälfte auf die Tragkonstruktion.

Dr. Peter Ritz

Literaturverzeichnis

Ritz P., Schneller P., Grob J.: Parkhaus Saas-Fee.
Ritz P., Matt P., Tellenbach Ch., Schlub P., Aeberhard H.U.: Spannbeton im Hochbau: Vorgespannte Decken. Losinger AG, VSL International, Bern, Januar 1981, 41 S.
Schweizer Ingenieur und Architekt, (45), 991 (5. November 1981).

Bauausführung

Der in Fig. 4 wiedergegebene Ausschnitt aus dem Bauprogramm zeigt den Arbeitsablauf für die Erstellung einer Halbdecke. Aufgrund des gedrängten Rahmenprogrammes mussten pro Woche eine Deckenhälfte von 1450 m² Fläche und die dazugehörigen Stützen und Wände ausgeführt werden. Dabei waren die bergseitigen Halbdecken aus schalungs- und vorspanntechnischen Gründen immer zwei Geschosse im Vorsprung. Der rasche Baufortschritt setzte ein leistungsfähiges Gerüst- und Schalsystem sowie kurze Ausschallfristen voraus. Wegen der über alle Geschosse gleichen Grundrissgestaltung und Raumhöhe konnte ein vorgefertigtes Gerüst- und Schalssystem eingesetzt werden, das aus aneinandergereihten Schaltischen bestand. Das Gewicht des Frischbetons wurde von den Schaltischen und einer wöchentlich nachgestellten Spriessung jeweils auf die drei nächstunteren Decken übertragen. Auf diese Weise mussten im Bauzustand drei Decken zusammen das Eigengewicht der nächstoberen Decke aufnehmen. Als Nebenprodukt ergab die gewählte Spriessung *Belastungsproben* für alle Normalgeschossdecken im Bereich der rechnerischen Gesamtlast. Im Normalfall wurde die zum Vorspannen erforderliche Mindestbetonfestigkeit von 23 N/mm² drei Tage nach dem Betonieren erreicht bzw. überschritten. Somit konnten die Halbdecken jeweils nach drei Tagen voll vorgespannt und anschliessend ausgeschalt werden. Trotz dieser kurzen Ausschallfristen ergaben sich dank der günstigen Wirkung der Vorspannung weder unzulässige Verformungen noch Risse.

Die *Bodenoberflächen* weisen keinerlei Schutzbelag auf. Zur Erhöhung der Abriebfestigkeit und zur Erreichung der Beständigkeit gegen Öl, Benzin und Tausalzlösungen wurde die Betonoberfläche mit einem Flüssigkunststoff auf Polyurethanbasis in zwei Arbeitsgängen imprägniert und versiegelt (Fig. 5). Als zusätzliche Massnahme kam bei der am stärksten exponierten Dachdecke das Vakumierverfahren zur Anwendung, um ein möglichst dichtes Betongefüge zu erhalten.

Parkhaus Saas-Fee

Zusammenfassung

Das Parkhaus Saas-Fee ist ein achtgeschossiges Gebäude mit 950 Parkplätzen. Das Tragwerk ist ein fugenloser, in Ortsbeton ausgeführter, offener Skelettbau mit vorgespannten Flachdecken. Die Decken sind mit Monolitzen ohne Verbund vorgespannt, wobei 50 % der Spannglieder in den Stützenstreifen liegen und 50 % im Feld gleichmässig verteilt angeordnet sind. In den Normalgeschossdecken ist eine schlaife Bewehrung nur über den Stützen und in den Randfeldern eingelegt. In den Innenfeldern war nebst der Vorspannbewehrung keine zusätzliche untere schlaife Bewehrung erforderlich. Dank der Vorspannung und dem Einsatz eines vorgefertigten Gerüst- und Schalsystems konnten pro Woche 1450 m² Deckenfläche mit den dazugehörigen Stützen und Wänden ausgeführt werden.

L'auto-silo de Saas-Fee

Résumé

L'auto-silo de Saas-Fee offre sur ses 8 étages des possibilités de stationnement pour 950 voitures. La structure porteuse comporte une ossature de piliers en béton sans joints servant d'appui aux dalles plates en béton précontraint avec des câbles monoton sans injection. Le 50 % de l'acier de précontrainte est concentré sur les piliers et l'autre moitié est régulièrement répartie dans les travées. Dans le plancher de chaque étage des treillis d'armature ne sont posés qu'au dessus de chaque pilier, ainsi que dans les panneaux à la périphérie. En revanche, outre l'armature précontrainte, aucune armature ne s'impose dans les panneaux intérieurs. La précontrainte et l'emploi d'un système de ponts et de coffrages préfabriqués ont permis la mise en œuvre de 1450 m² de dallage y compris les piliers et les parois relatifs par semaine.

The Saas-Fee parking tower

Summary

With its eight floors the Saas-Fee parking tower can accommodate 950 vehicles. The framework is conceived as an open jointless structure of in-situ concrete pillars supporting flat prestressed concrete floor slabs. Unbounded floor prestressing was effected by means of monostrands. Half of the prestressing steel is placed over the columns, the other half is equally spread throughout the spans. In the inside floor slabs non-tensioned reinforcement mesh is only placed over the supporting pillars as well as in the edge or corner spans. The internal spans are provided with prestressing reinforcement without the additional non-tensioned steel mesh at the bottom of the slabs. By applying prestressing and making use of prefabricated scaffoldings and shutterings floor areas of 1450 m² together with the pertinent pillars and walls could be achieved each week.

Palais des Expositions à Genève

Auteurs du projet
Architectes
Ingénieurs structures
Béton et métal

G. Brera, J. M. Ellenberger, J. J. Gerber, A. Leman, B. Mocellin
Tremblat & Cie. S.A., P. Tremblat, B. Deleglise
E. Peiry, J. D. Pochon, J. P. Perrin

Entreprises
Métal
Béton
Précontrainte

Consortium Zwahlen et Mayr, Geilinger, Zschokke-Wartmann
Consortium Induni-Zschokke-Scrasa-Rampini-Jacquet
Stahlton S.A.

Introduction

En 1969, l'Etat de Genève a ouvert un concours d'idées en vue de la construction d'un Palais des Expositions et d'un Centre de Congrès sur un terrain très proche de l'Aéroport de Genève-Cointrin.

Le bâtiment en cours de finition sera inauguré le 18 décembre 1981 et offre 520 000 m² de planchers couverts et 15 000 m² à l'extérieur.

Le Palais des Expositions est situé près de l'Aéroport Genève-Cointrin et à proximité immédiate de l'autoroute Genève-Lausanne. Une liaison ferroviaire avec le réseau des Chemins de Fer Fédéraux est en cours d'étude.

Le bâtiment comprend deux éléments principaux :

- la toiture métallique
- la dalle d'exposition.

Toiture métallique

Sans entrer dans le détail de cette structure, puisque ce n'est pas l'objet du présent article, il est néanmoins intéressant de mentionner que la toiture est constituée par trois charpentes triangulées identiques de 86,4 × 172,8 m sans appuis intermédiaires. Le système porteur comprend :

- 7 poutres transversales de 86,4 m de portées espacées de 21,6 m et de hauteur moyenne de 6,75 m.
- 2 poutres longitudinales de rive de 172,8 m et de 7 m de hauteur. Elles supportent les poutres transversales et prennent appui sur des tours en béton précontraint espacées de 86,4 m.
- 2 poutres transversales de façade de 86,40 m et de 7 m de hauteur qui reposent sur 1 tour béton précontraint et sur les 2 poutres longitudinales.

La solution de la mise en place de la charpente mérite d'être mentionnée. Elle s'est déroulée comme suit :

- construction à 2 m du sol de la charpente triangulée de 1500 t
- prélevage de la toiture puis mise en place de la toiture, de l'isolation thermique, de l'étanchéité, de la ventilation, de l'éclairage, de la sonorisation, les vitrages, etc.
- hissage d'une toiture de 172,8 × 86,4 m complètement équipée d'un poids total de 3200 t à l'aide de câbles à torons et de vérins hydrauliques à double clavetage disposés sur des tourelles métalliques provisoires ancrées sur le sommet des tours.

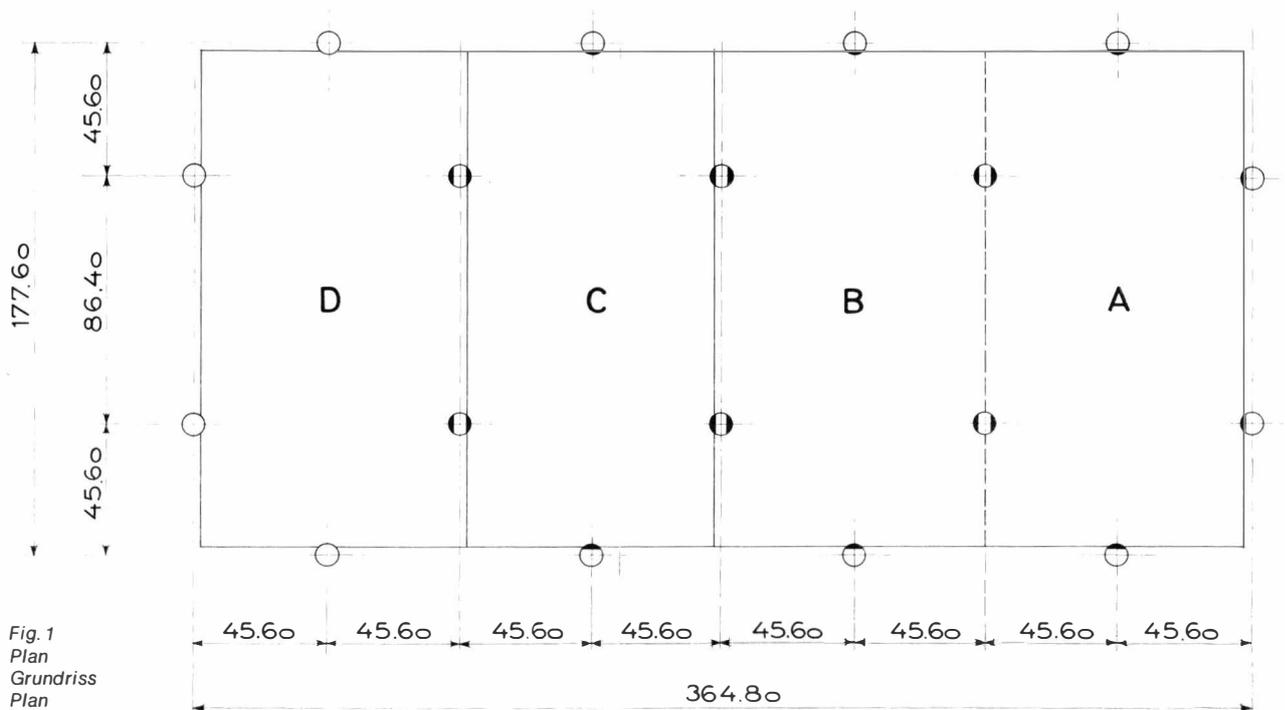


Fig. 1
Plan
Grundriss
Plan

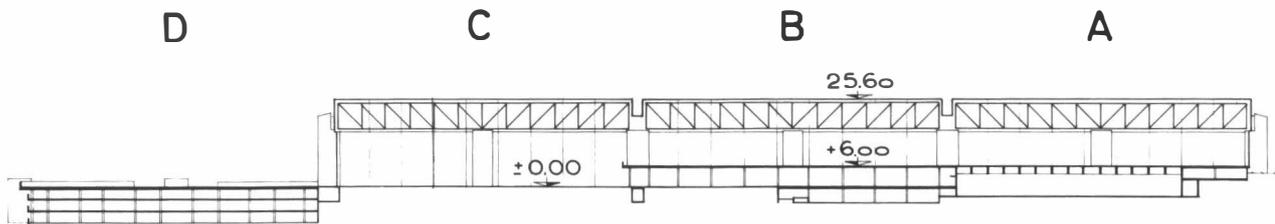


Fig. 2
Coupe en travers
Schnitt
Cross section

Construction en béton et béton précontraint

Fondations

Les fondations du Palais peuvent être réparties en deux catégories: les fondations des dalles des planchers et les fondations des tours supportant la toiture. Une étude géologique et géotechnique des sols a été faite par le bureau Dériaz à la suite d'une série de sondages et de battages au pénétromètre.

Sans entrer dans le détail, on peut mentionner 3 types de sol sur la parcelle du Palais des Expositions :

- les formations récentes holocènes, c'est-à-dire le sol végétal, des remblais limons argileux et des limons très finement sableux mal stratifiés.
- le complexe Wurmien constitué de moraine limoneuse à cailloux et de cailloutis morainiques profonds.
- le riss Wurmien interglaciaire comprenant du limon sableux, un peu argileux à cailloux.
- le chattien inférieur constitué de molasse rouge, de molasse altérée et de molasse saine.

Les taux de compression admissibles sur le sol ont été fixés sur la base des essais géotechniques, soit 1,7 kg/cm² sur la moraine limoneuse altérée et 4,0 kg/cm² sur la moraine limoneuse très compacte.

Ce choix a permis de limiter

- le volume des fouilles pour les fondations isolées ou filantes des piliers et murs des dalles.
- la dimension et surtout les tassements des tours qui sont fondées sur la moraine compacte.

Structures en béton précontraint

Le programme architectural du Palais des Expositions a posé trois problèmes importants pour les structures en béton :

- la dalle au niveau d'exposition
- la salle polyvalente de 2000 places
- les tours en béton supportant la toiture.

1. Dalle au niveau exposition

Cette dalle d'une superficie de l'ordre de 35 000 m² doit pouvoir supporter les charges de service, soit une surcharge uniforme de 500 kg/m², ou la circulation de camions de 18 t, ou une grue de 70 t. Pour des raisons constructives et d'utilisation des locaux en dessous du niveau d'exposition, une trame carrée de 9,6 × 9,6 m pour les piliers a été choisie.

Ces conditions de principe posées, il a été décidé de réaliser une dalle pleine de 40 cm d'épaisseur divisée en éléments d'environ 60 × 60 m. Cette dalle est armée avec de l'acier cl. III (BOX) et partiellement précon-

trainte avec des monotorons 0,6" injectés (Stahlton) dans les bandes d'appui.

La précontrainte réalisée par 12 à 14 câbles de 18 t par bande d'appui équilibre à 95 % le poids propre. La précontrainte moyenne est de 5 kg/cm².

La préférence a été donnée à des monotorons injectés, au lieu de monotorons graissés, pour tenir compte des travaux ultérieurs de transformation et d'équipement.

Les quantités moyennes mises en œuvre sont de 80 kg/m³ d'armatures et de 8 kg/m³ de monotorons.

Ce système constructif est un peu moins cher qu'une dalle en béton armé classique (environ 6 Fr./m²) mais présente les avantages suivants :

- Son décoffrage peut être exécuté 3 à 5 jours après la mise en tension des câbles. Il s'en suit une économie appréciable de coffrages dont la rotation plus fréquente permet un meilleur amortissement.
- Un gain de temps important de l'ordre de 5 jours par étape de bétonnage de 900 m².
- La suppression d'étais provisoires durant le durcissement du béton après le décoffrage pour éviter le fluage du béton.
- L'assemblage de 4 étapes de bétonnage formant un élément de 3600 m² a réduit de moitié la longueur des joints nécessaires dans une dalle de béton armé.
- Le problème du poinçonnement est considérablement réduit grâce à la précontrainte.
- Diminution des déformations permanentes.

2. Salle polyvalente de 2000 places

Il s'agit d'une grande salle située sous le niveau d'exposition située à +6,00 m.

Les dimensions entre porteurs sont de 38,40 m sur 67,20 m.

La toiture de cette salle qui doit supporter les surcharges d'exposition a été réalisée en béton précontraint. Il s'agit d'une dalle de 20 cm d'épaisseur portée sur 13 poutres simples espacées de 4,80 m et d'une hauteur de 2,50 m. L'épaisseur moyenne de béton rapportée à la surface est de 40 cm.

Les poutres sont exécutées en précontrainte partielle vu l'importance des surcharges par rapport aux charges permanentes. Une contre-flèche vers le bas a été prévue pour compenser les déformations engendrées par la précontrainte.

Chaque poutre est précontrainte à l'aide de 4 câbles BBR de 235 t. La compression moyenne est de l'ordre de 50 kg/cm². Les poutres reposent librement sur des appuis néoprènes «Lastobloc» dimensionnés de façon à absorber les mouvements horizontaux vu la grande superficie de la dalle. Les forces horizontales de séisme sont absorbées par les appuis néoprènes.

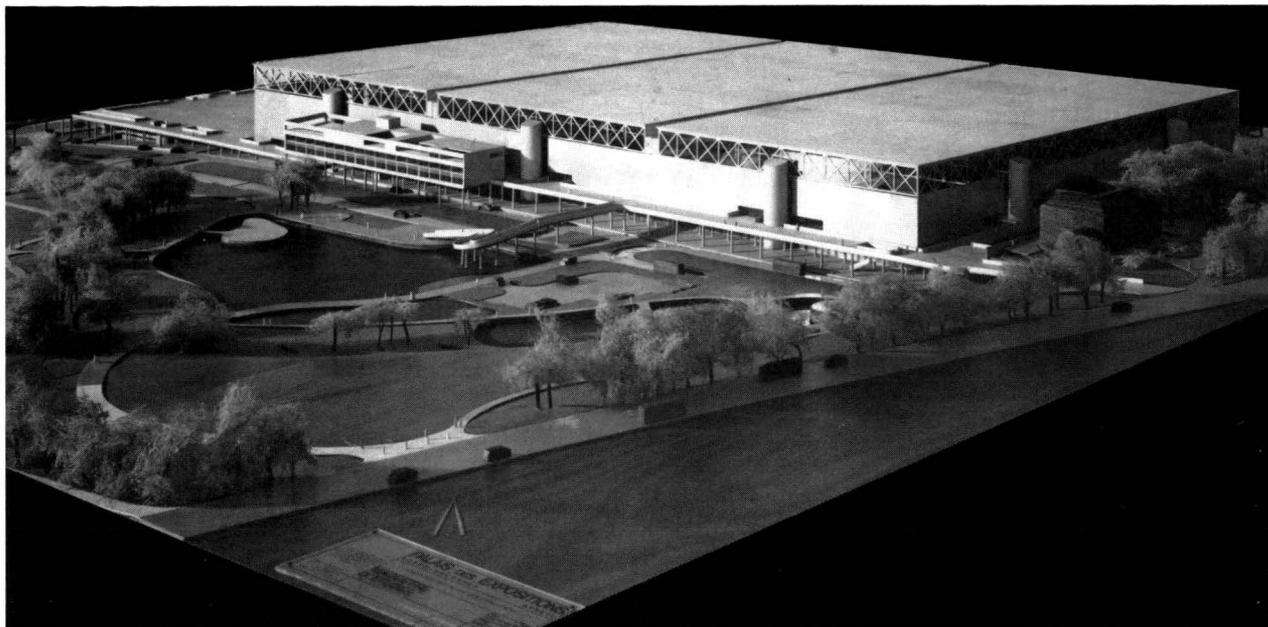


Fig. 3
 Vue en élévation
 Gesamtansicht
 Elevation

3. Tours-appuis des toitures

Chacune des trois charpentes de $86,4 \times 172,8$ m repose sur 6 points d'appuis constitués par des tours circulaires évidées en béton, soit :

- 4 tours principales situées sur les faces longitudinales.
- 2 tours secondaires situées sur les faces latérales.

Ces tours ont un diamètre extérieur de 6,5 m, leur hauteur varie entre 20 et 30 m. L'épaisseur des parois est de 30 cm. Pour pouvoir procéder au levage de la toiture construite et équipée à 2 m au-dessus du niveau de la dalle, niveau exposition, ces tours cylindriques ont été amputées d'un ou deux segments supérieurs qui furent bétonnés après le levage. Ces tours ont deux fonctions, l'une provisoire lors du levage de la toiture, l'autre définitive où elles sont les appuis de la toiture. Pendant le levage, les tours servaient d'appui à une superstructure métallique supportant les vérins de levage. Celle-ci était ancrée sur la tour par 16 câbles de 90 t.

Une fois la toiture en place, les tours supportent la toiture et reprennent l'ensemble des poussées dues au vent ou au séisme.

Les tours sont fondées sur des radiers en béton armé reposant sur la moraine wurmienne. La contrainte centrée sur le sol est de 40 t/m^2 . Les radiers mesurent $8,0 \times 9,0 \times 1,2$ m pour les tours secondaires et $13,0 \times 14,0 \times 1,8$ m pour les tours principales. Les tours sont complètement indépendantes du bâtiment grâce à un joint et assurent seules la stabilité des charpentes métalliques. Cette disposition a été choisie, d'une part pour éviter des différences de tassement entre elles et la dalle d'exposition dont les piliers sont fondés sur le limon argileux-sableux et, d'autre part, pour simplifier la conception des joints de retrait des dalles. Dans la phase définitive, les tours principales supportent les charges verticales de la toiture de façon symétrique, seuls les efforts dus au vent introduisent des forces horizontales.

Leur charge verticale maximum est de 2×1100 t. La répartition judicieuse des points fixes de la toiture a permis d'éviter la cumulation des efforts du vent qui sont de ± 500 t dans le sens transversal et de ± 300 t dans le sens longitudinal pour chaque halle.

Les tours secondaires portent une charge verticale réduite de 370 t mais ne subissent pas de poussées horizontales dues à la toiture. Pendant le levage des toitures, les tours principales ont été soumises à des charges dissymétriques puisque les charpentes étaient levées les unes après les autres.

Les câbles d'ancrage des tourelles de levage ont permis de réduire les contraintes de traction dans les sections de béton. Ces dernières ont donc été calculées avec une précontrainte partielle, ce qui a sensiblement diminué les armatures verticales des tours.

La transmission des efforts horizontaux des appareils d'appui au fût de la tour a nécessité la mise en place d'un réseau de câbles de précontrainte diffusant les



Fig. 4
 Piliers porteurs de la dalle d'exposition.
 Stützen der Ausstellungsbodenplatte.
 Supports of exhibition floor slab.

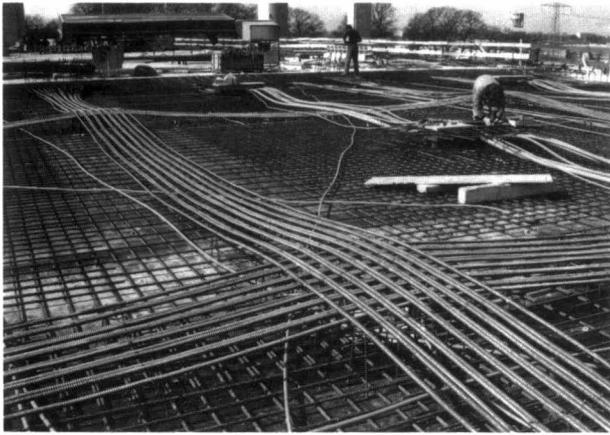


Fig. 5
Précontrainte par bande d'appuis de la dalle d'exposition.
Auf die Stützenstreifen verlegte Vorspannlitzen.
Prestress-cables placed in the support strips.

efforts ponctuels dans l'ensemble de la section des tours. La section totale étant réalisée en plusieurs étapes, les câbles de la ceinture extérieure ont été introduits en dernière étape dans des gaines préalablement incorporées aux éléments de béton.

Après bétonnage des radiers, on a exécuté les fûts avec des coffrages grimpants d'une hauteur de 3 m. Chaque tour a nécessité environ 10 étapes de bétonnage pour atteindre le niveau définitif des appuis. La fixation des tourelles métalliques a été effectuée à l'aide de tiges d'ancrage M 52 filetées qui ont été vissées dans les têtes d'ancrage mobiles des câbles de précontrainte après leur mise en tension. Auprès la mise en place de la toiture et de son pilier métallique de support, il a été procédé au bétonnage du segment qui avait été laissé libre pour le levage de la toiture. La partie supérieure des tours n'a pu être exécutée qu'après le démontage des tourelles métalliques.

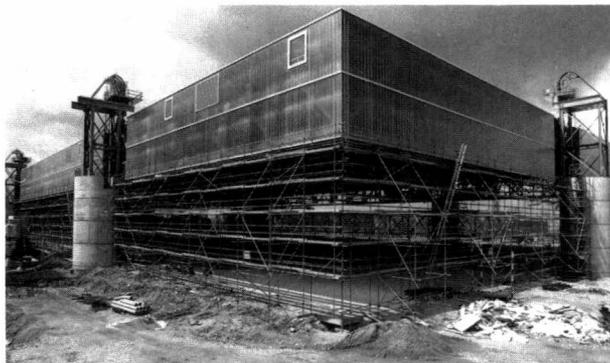


Fig. 6
Tours d'appuis de la toiture pendant le levage.
Dachstütztürme während der Hebearbeiten.
Roof support columns during hoisting operations.

Palais des Expositions à Genève

Résumé

Le Palais des Expositions de Genève a été inauguré le 18 décembre 1981 à proximité de l'Aéroport de Genève et de l'autoroute Genève-Lausanne. Le complexe des salles d'expositions et de congrès mettra 52 000 m² de planchers couverts et 15 000 m² de plancher à ciel ouvert à disposition des exposants. Il comprend:

A.

Une charpente métallique triangulée divisée en 3 halles de 172,8 × 86,4 m. Les 3 charpentes de 1500 t plus 1700 t d'équipement chacune ont été mises en place par hissage à l'aide de câbles et de vérins hydrauliques disposés au sommet des tours en béton précontraint.

B.

Une construction en béton dont les caractéristiques sont les suivantes:

Fondations

Les fondations des tours sont posées sur la moraine compacte (contrainte adm. 4 kg/cm²). Les fondations des dalles prennent appui sur la moraine limoneuse (contrainte 1,7 kg à 3 kg/cm²).

Structures en béton précontraint

Ces structures peuvent être réparties en trois types:

Dalle au niveau exposition

Cette dalle de près de 35 000 m² est constituée par une dalle pleine de 40 cm reposant sur une trame carrée de 9,6 × 9,6 m et divisée en éléments de 60 × 60 m. La dalle est en béton armé partiellement précontraint avec les monotorons 0,6" injectés (STAHLTON) disposés dans les bandes d'appuis. La quantité moyenne d'acier utilisée est de 80 kg/m³ d'armature et de 8 kg/m³ de monotorons.

Salle polyvalente

Cette salle, sans point d'appui intermédiaire, de 38,40 × 67,2 m se trouve sous la halle d'exposition. Son système porteur est constitué par une dalle de béton de 20 cm d'épaisseur portée par 13 poutres simples espacées de 4,8 m et de 2,5 m de hauteur. Les poutres ont été précontraintes partiellement à l'aide de 4 câbles STAHLTON de 235 t avec une contrainte moyenne dans le béton de 50 kg/cm². Les poutres reposent librement sur des appuis PROCEQ.

Tours-appuis des toitures

Chacune des trois charpentes de 86,4 × 172,8 m repose sur 6 points d'appui constitués par des tours circulaires évidées. Ces tours de 6,5 m de \varnothing ont une hauteur variant entre 20 et 30 m et sont fondées sur des radiers en béton. Elles supportent les charges de la toiture, soit au maximum 2 × 1100 t verticalement et + 500 t horizontalement. Les câbles d'ancrage des tourelles de hissage ont permis de réduire les contraintes de traction dans le béton, ce qui a réduit sensiblement les armatures des tours.

Ausstellungsgebäude in Genf

Zusammenfassung

Am 18. Dezember 1981 wurde in Genf das nahe am internationalen Flughafen und an der Autobahn Genf-Lausanne gelegene Ausstellungsgebäude offiziell eröffnet. Der Ausstellungs- und Kongressraumkomplex umfasst 52 000 m² überdeckte und 15 000 m² offene Nutzflächen. Das Bauwerk besteht aus:

A.

Einer triangulierten Stahltragkonstruktion aufgeteilt in drei Hallen von je 172,8 × 86,4 m². Mit der Hilfe von Kabeln und hydraulischen Hebevorrichtungen wurde jede der für die drei Hallen vorgesehenen Tragkonstruktionen, von 1500 t Gesamtgewicht zuzüglich 1700 t Ausrüstung, auf die aus Vorspannbeton erstellten Stützen versetzt, und

B.

einem Betonbauwerk mit nachstehenden Merkmalen:

Fundationen

Die Stützen-Fundationen stehen auf einer kompakten Moränenschicht (zulässige Belastung: 4 kg/cm²). Die Fundationen der Bodenplatten sind in einer tonlehmigen Schicht eingebaut, deren zulässige Belastung 1,7–3 kg/cm² beträgt.

Strukturen aus Vorspannbeton

Diese lassen sich in drei Kategorien unterteilen:

Bodenplatte der Ausstellungsflächen

Diese rund 35 000 m² messende Bodendecke besteht aus einer einschichtigen, 40 cm dicken Platte, aufgeteilt in Feldelemente von 60 × 60 m¹, je auf einem 9,6 × 9,6 m¹ Trägerraster gelagert. Die Platte ist aus bewehrtem Beton mit 0,6" injizierten, nur in den Stützstreifen liegenden Monolitzen (System STAHLTON), teilweise vorgespannt. Die mittlere verwendete Stahlmenge beträgt 80 kg/m³ für Bewehrung und 8 kg/m³ für die Spannkabel.

Mehrzweckraum

Dieser 38,40 × 67,2 m, ohne Zwischenstützen konzipierte Raum befindet sich unter der Ausstellungshalle. Sein Tragsystem besteht aus einer 20 cm dicken Betonplatte, getragen von 13 mit 4,80 m Abstand verlegten 2,50 m hohen Tragbalken. Mit Hilfe von 4 STAHLTON-Kabeln von 235 t Gesamtgewicht wurde der Beton dieser Balken vorgespannt (Mittlere Spannung 50 kg/cm²). Die Balken liegen frei auf PROCEQ-Lagern.

Stützen

Jede der 3 Tragkonstruktionen von 86,40 × 172,8 m ist auf 6 runden Hohlstützen, Ø 6,50 m, gelagert. Diese sind zwischen 20 und 30 m hoch, stehen auf Betonsockeln und tragen das Dach, weshalb sie Belastungen von 2 × 1100 t im vertikalen und 500 t im horizontalen Sinn ausgesetzt sind. Durch die Verankerung der Montagetürme konnten die Zugspannungen im Beton reduziert werden, was eine spürbare Einsparung an Bewehrung zufolge hatte.

The Exhibition Building in Geneva

Summary

The exhibition building of the city of Geneva is located in the vicinity of its international airport, as well as of the motorway linking this city with Lausanne. The exhibition-and congress complex embraces 52 000 m² indoor and 15 000 m² open air areas. The building consists of:

A.

A triangulated steel supporting framework for each one of the three

1728 × 86.4 m¹ halls, each weighing 1500 tonnes + 1700 tonnes equipment, has been placed with the aid of cables and hydraulic hoists on top of the prestressed pillars.

B.

A concrete building featuring:

Foundations

Pillar foundations are placed on a compact marained layer (maximum admissible loading, 4 kg/cm²). Slab foundations are placed on a clay-loam layer and can be submitted to a maximum admissible loading of 1,7–3 kg/cm².

Prestressed concrete structure

These embrace 3 categories:

Exhibition floor slab

Floorage of approximately 35 000 m² consists of a single course 40 cm thick concrete slab resting on supports positioned in 9.6 × 9.6 m¹ squares. This slab, subdivided in 60 × 60 m¹ bays is made of reinforced concrete, partially prestressed by means of 0.6" single strand cables, injected (STAHLTON system) lodged in the supporting strips. Steel quantities used average 80 kg/m³ for reinforcement and 8 kg/m³ for tensioning cables.

Multi purpose hall

This hall of 38.4 × 67.2 m¹ erected without intermediate pillars is placed under the exhibition hall. Its supporting system features a 20 cm thick concrete slab placed on thirteen 2.5 m¹ high beams with 4.8 m¹ spacing. Partially prestressed according to the STAHLTON method, by means of four 235 tonnes cables (average load applied, 50 kg/m²) these beams are positioned on PROCEQ bearings.

Roof supporting pillars

Each one of the three 86.40 × 172.8 m¹ supporting frames rests upon six 20–30 m¹ high hollow pillars, of 6.50 m¹ Ø. Standing on concrete foundations these roof supporting pillars are submitted to a maximum loading of 2 × 1100 tonnes vertically and approximately 500 tonnes laterally. Due to the anchorage cables fastening the hoisting equipment on top of the prestressed pillars, tensioning stresses in the concrete could be reduced entailing a saving of pillar reinforcement.

N2 Steinschlagschutzbauten Lopper

Projektverfasser
Oberbauleitung
Örtliche Bauleitung
Bauausführung
Vorspannung und Anker
Bohrarbeiten
Gerüstbau
Baujahre

Ingenieurbüro R. Slongo, Stans
Kantonsingenieurbüro NW, Herr Kantonsingenieur Zobrist
Ingenieurbüro R. Slongo, Stans
ARGE/SGL, AG Franz Murer, Beckenried; Bürgi AG, Alpnach; Riva AG, Buochs
Spannbeton AG, Lyssach
SIF Groutbor S.A., Renens; Fehlmann Grundwasserbauten AG, Bern
Adolf Locher AG, Schlieren
1979–1981

Auskragende Plattenkonstruktion mit vorgespannten Kabeln in der rückwärtigen Felswand verankert. Konzipiert als Ablenkstruktur für Galerie 1 und als Auffangkonstruktion für Galerien 2, 3 und Verbindungsgalerie.

1. Einleitung

Die Steinschlagschutzbauten Lopper sind Teile der umfangreichen Sanierungs- und Sicherungsarbeiten an der N2 im Abschnitt Luzern–Stans. Die Galerien am Lopper sind in zwei Baulose aufgeteilt.

- Das Los 1 (Fig. 1) umfasst das Gebiet «Reigeldossen» resp. Westportal des «Acheregg tunnels Süd».
- Das Los 2 (Fig. 2) hingegen dient dem Schutze der N2 im Anschluss an das Westportal des «Acheregg tunnels Nord».

Für die Projektierung und Ausführung waren folgende Randbedingungen einzuhalten:

- Gewährleistung des durchgehenden Betriebes der N2 auf allen Spuren mit Ausnahme von kurzen nächtlichen Sperrzeiten für Installations- und Gerüstarbeiten. Nur beschränkte Sperrungen der Kantonsstrasse.
- Keine Lehrgerüstabstützungen im Bereiche der National- und Kantonsstrassen.
- Bestehende Tunnelanlagen der N2 und der Luzern–Stans–Engelbergbahn, die für die Ankerrichtungen grosse geometrische Probleme aufgaben (sehr knapper Bohrlochverlauf an Scheiteln resp. Sohlen der Tunnels).
- Ausserordentlich umfangreiche Schutzmassnahmen gegen andauernden Steinschlag während der gesamten Bauzeit.

- Äusserst knappe und schwierige Platzverhältnisse für Gerüstungen und Installationen.

2. Projektgrundlagen

2.1 Generelle Situation

Im Abschnitt Hergiswil–Stans der N2 sind im Gebiet der Acheregg verschiedene Steinschlagschutzbauten vorgesehen. Im Bereich des Westportals des «Acheregg tunnels Süd» waren die Galerie 1 für den Schutz der Fahrspuren Stans–Hergiswil, die Galerie 3 in Verlängerung des Tunnels «Süd» für die Spuren der Gegenrichtung und eine Verbindungsgalerie für die ungeschützten Bereiche beider Fahrbahnen sowie für die tiefer liegende Kantonsstrasse zu projektieren. Für die ursprünglich geplanten, in der Höhe stark versetzten Schutzdächer wurde nach umfangreichen Studien und Besprechungen mit dem Heimat-, Natur- und Landschaftsschutz ein Konsens für alle Beteiligten in Form einer ästhetischen, schlanken und auf einer Höhe durchgehenden Konstruktion gewählt. Für diese gute und alle befriedigende Lösung mit weitestmöglicher Rücksichtnahme auf die Landschaft wurden grosse Mehrkosten in Kauf genommen. Im Bereich des Westportals des «Acheregg tunnels Nord» war die Galerie 2 für den Schutz der Fahrspuren Stans–Hergiswil zu projektieren.

2.2 Geologie

Der Lopper gehört zu den helvetischen Decken. Das anstehende Gestein besteht aus Kieselkalcken der Hauterivienstufe, das sich durch einen hohen Kieselgehalt (20–40 %) auszeichnet.

Gemäss dem Bericht des Geologen handelt es sich um dünn und regelmässig gebankte, bräunlich-graue, splitterig brechende, feinkörnige, kieselige Kalke mit geringmächtigen mergeligen Bankungsfugen. Der Fels weist drei ausgeprägte Kluftsysteme auf. Als Projektierungsgrundlage dienten folgende Unterlagen:

- Sanierung Lopper, Galerien 1–3
Eigenschaften des Kieselkalckes am Lopper
Dr. T. R. Schneider, Beratender Geologe, 8713 Uerikon ZH
- N2 Lopper (Hergiswil–Acheregg)
Gefährdung der Nationalstrasse im Bereich des Lopperberges
Dr. T. R. Schneider, Uerikon

2.3 Abmessungen

Lage und Abmessungen der Galerien wurden durch den Verfasser des Vorprojektes, dem Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Zürich, aufgrund verschiedener Besprechungen mit den Herren Boffo, Kantonsingenieur, sowie Dr. Schneider, Geologe, festgelegt.

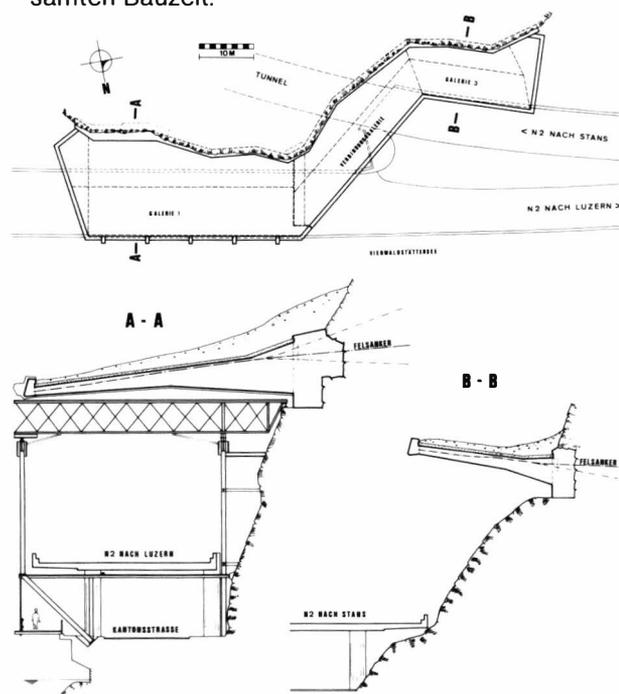


Fig. 1
Situation Los 1
Plan du lot 1
Plan of lot 1

3. Konzept der Galerien

Bei den Steinschlagschutzbauten handelt es sich um auskragende Plattenkonstruktionen, die mit vorgespannten Kabeln in der rückwärtigen Felswand verankert sind. Von der Funktion her können grundsätzlich zwei Galerietypen unterschieden werden.

Los 1

Die *Galerie 1* muss die direkt unter der Konstruktion liegende Fahrbahn schützen. Der Steinschlag kann in den See abgelenkt werden, ohne dass weitere Verkehrsträger gefährdet werden. Es handelt sich hier um eine Ablenkkonstruktion. Die *Galerie 3* ist als Auffangkonstruktion ausgebildet. Neben den durch die Galerie geschützten Fahrspuren Hergiswil-Stans liegen auf einem tieferen Niveau die Fahrspuren der Gegenrichtung der N2 sowie die Kantonsstrasse. Durch die gegen den Hang zu geneigte Konstruktion wird der Steinschlag aufgefangen und zurückgehalten. Die Fahrbahnen der N2 liegen auch im Bereich der *Verbindungsgalerie* unterhalb und seitlich neben der Schutzkonstruktion, die deshalb ebenfalls als Auffangkonstruktion ausgebildet werden musste.

Los 2

Die Galerie 2 muss ebenfalls als Auffanggalerie die direkt unter der Konstruktion liegende Fahrbahn schützen.

Das im Vorprojekt erarbeitete Konzept von massiven Konstruktionen in Ortsbeton wurde aufgrund von Kosten-Nutzen-Untersuchungen ermittelt. Die Galeriedecke wird mit einer Schüttung aus Kies-Sand und Humus eingedeckt. Diese Schüttung vermag die Energie der aufprallenden Steine wesentlich zu dämpfen.

Die Plattenkonstruktion wird durch einen einheitlichen, rundum laufenden Konsolkopf abgeschlossen. Seine geneigte Aussenfläche erscheint als ein helles Band. Mit der auf der humusierten Galeriedecke möglichen Bepflanzung ist eine ansprechende ästhetische Gestaltung des Bauwerkes möglich. Das gewählte Konstruktionskonzept erlaubt es, die Bauarbeiten mit einer unter den gegebenen Umständen geringen Behinderung des Verkehrs durchzuführen. Die länger dauernde Sperrung jeweils einer Fahrspur sowie die kurzfristige Sperrung einer Fahrbahn war allerdings nicht zu vermeiden.

4. Belastungsannahmen und statische Berechnung

4.1 Belastungsannahmen

Für die Steinschlagschutzkonstruktion sind die folgenden Belastungen in die statische Berechnung eingeführt worden:

4.1.1 Ständige Lasten

Eigengewicht des Konstruktionsbetons, von Isolation und Schutzmörtel sowie der Aufschüttung mit Kies-Sand und Humus in variabler Stärke gemäss den Normalquerschnitten.

4.1.2 Nutzlasten

Gleichmässige Nutzlast aus verstreutem Geröll und Schnee von $p = 200 \text{ kg/m}^2$.

4.1.3 Steinschlag

Gemäss den Angaben des Geologen war für die Galerien mit den folgenden Belastungen aus Steinschlag zu rechnen:

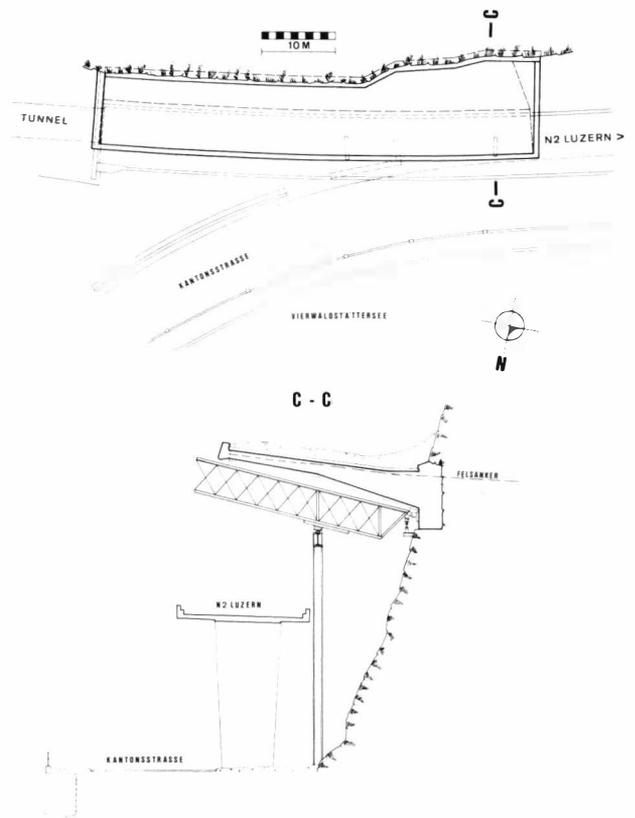


Fig. 2
Situation Los 2
Plan du lot 2
Plan of lot 2

Galerie 1

Aufprall eines Felsbrockens mit einem Volumen von $V = 2,0 \text{ m}^3$ nach einem freien Fall aus einer Höhe von $H = 50 \text{ m}$. Durch auf die Galeriedecke abgestürzte Felsbrocken gebildeter Geröllhaufen mit einem Volumen von $V = 50 \text{ m}^3$, gleichmässig auf eine Breite von $B = 20 \text{ m}$ verteilt.

Galerie 2, 3 und Verbindungsgalerie

Aufprall eines Felsbrockens mit einem Volumen von $V = 0,25 \text{ m}^3$ nach einem Absturz über die mit 45 bis 60° geneigte Felsböschung aus einer Höhe von $H = 100$ bis 150 m .

4.2 Bemessungskriterien

Bei den gemäss Abschnitt 4.1 zu berücksichtigenden Aufprallkräften aus Steinschlag handelt es sich um Belastungen mit sehr geringer Eintretungswahrscheinlichkeit, die im Sinne der SIA-Norm 162 als aussergewöhnliche Einwirkung betrachtet werden können. Die Bemessung von Bauteilen und Bauwerken auf aussergewöhnliche Einwirkungen geschieht auf der Basis erhöhter zulässiger Spannungen bzw. reduzierter Anforderungen an die Sicherheit gegen Versagen oder Unbrauchbarwerden.

4.2.1 Bemessung der Galeriedecke

Für die Bemessung der Galeriedecke wurden drei Lastkombinationen unterschieden:

Lastkombination 1

Ständige Lasten und Nutzlasten
Zulässige Spannungen gemäss SIA 162 Lastfall H
Bruchsicherheit $s = 1,8$

Lastkombination 2 (nur bei Galerie 1)

Ständige Lasten+Nutzlasten+Geröllhaufen $V=50\text{m}^3$
Zulässige Spannungen gemäss SIA 162, Lastfall H + Z
Bruchsicherheit $s = 1,5$

Lastkombination 3

Ständige Lasten + Nutzlasten + Aufpralllasten aus
Steinschlag ohne Geröllhaufen
Bruchsicherheit $s = 1,1$

Für die Bemessung massgebend wurde die Lastkombination 3 bei der Galerie 1 bzw. die Lastkombination 1 bei den Galerien 2, 3 und der Verbindungsgalerie.

4.2.2 Bemessung der Felsanker

Gemäss der SIA-Norm 191 Boden- und Felsanker werden je nach Verwendungsdauer und Gefährdungsgrad Ankerklassen mit verschiedenen Sicherheiten unterschieden. Die vorliegenden Anker sind in die Klasse 6 einzustufen, da sie permanent sind und bei einem Versagen schwere Folgen sowie Störungen der öffentlichen Sicherheit und Ordnung zu erwarten wären. Für diese Klasse hat die Sicherheit der Anker (Verhältnis zwischen Tragkraft und Gebrauchslast) $S \geq 2,0$ zu betragen.

Diese Sicherheitsanforderungen sind höher als diejenigen der SIA-Norm 162. Aus diesem Grund wird die Bruchkraft der Felsanker gegenüber der Bruchkraft der Vorspannkabel um den Faktor

$$\alpha = \frac{\text{Sicherheitsfaktor SIA 191}}{\text{Sicherheitsfaktor SIA 162}} = \frac{2,0}{1,8} = 1,11 \text{ erhöht.}$$

Die freie Ankerlänge ist so gross zu wählen, dass beim Spannen der Anker der Fels zwischen Ankerkopf und Verankerungskörper nicht ausbricht. Gemäss den Anforderungen der SIA-Norm 191 ist dabei ein Sicherheitsfaktor $F \geq 1,5$ gegenüber der Vorspannkraft zu gewährleisten. Gegenüber der Bruchkraft des Ankers wird eine Sicherheit $F = 1,1$ nachgewiesen.

Vor den Bauarbeiten wurden Versuchsanker versetzt. Die Versuche wurden mit dem gewählten Ankersystem durchgeführt, damit die Einbaumethode sowie die Grundlagen für die Bemessung und das Langzeitverhalten des Ankers und seiner Teile überprüft werden konnten.

5. Konstruktion der Galerien

5.1 Felsanker

Die Felsanker sind als vorgespannte Zuganker konzipiert, wobei die Ankerkraft über einen Verankerungskörper in den Fels eingeleitet wird. Die freie Ankerlänge wurde nach dem Spannen des Ankers drucklos mit Zementsuspension ausinjiziert. Zusätzlich wurden die Spanndrähte über die freie Ankerlänge mit einem Kunststoffhüllrohr gegen Korrosion geschützt.

Eine Freispielwirkung zwischen der Verankerungsstrecke und dem Spannanker ist nicht notwendig und vom statischen Verhalten her nicht erwünscht, da sonst bei einer Belastung des Ankers über die Vorspannkraft V hinaus in der freien Ankerlänge entsprechend der Lastüberschreitung Dehnungen auftreten würden.

Die Neigung der Felsanker z.B. bei der Galerie 1 ändert von Anker zu Anker abwechslungsweise im Normalfall von $\pm 8,5^\circ$, im speziellen Fall bis zu $22,5^\circ$

bei Ankerlängen bis zu 38,0 m, damit die Kräfte nicht allesamt in einer Ebene verankert werden.

Es sind Anker mit den folgenden Daten erforderlich: Traglast $V_U = 500\text{ t}$, Gebrauchslast $V_G = 250\text{ t}$, Prüflast $V_P = 375\text{ t}$, Vorspannlast $V_O = 335\text{ t}$. Die Ankerabstände betragen $a = 1,0\text{ m}$ für die Galerie 1, bzw. $a = 1,40\text{ m}$ für die Galerie 3 und die Verbindungsgalerie, sowie $a = 1,45\text{ m}$, $1,55\text{ m}$ und $1,85\text{ m}$ für Galerie 2.

5.2 Galeriedecken

Los 1

Die Galeriedecke ist als über die drei Abschnitte zusammenhängende Kragplatte ausgebildet. Die Auflagerung erfolgt über einen aus dem Fels sprengfrei herausgebrochenen und ausbetonierten Auflagerriegel. Die Deckenkonstruktion wird mit Vorspannkabel (Vorspannkraft $V_O = 340\text{ t}$, Bruchkraft $V_{Br} = 460\text{ t}$) an die im voraus versetzten vorgespannten Felsanker verankert. Die Stärken der in Ortsbeton ausgeführten Deckenplatten sind variabel und sind den je nach Kragweite und Belastung unterschiedlichen Beanspruchungen angepasst. Die Platten wurden auf den Portalseiten und auf der Talseite durch einen 1,20 m hohen Konsolkopf mit rundum konstantem Querschnitt abgeschlossen.

Los 2

Die Galeriedecke 2 ist als zusammenhängende Kragplatte von 60 m Länge ausgebildet.

5.2.1 Galerie 1

Die Galerie 1 überdeckt die darunterliegende Fahrbahn vollständig und weist somit eine maximale Kragweite von rund $l = 18,20\text{ m}$ auf. Die Plattenstärke beträgt am Anschluss des Konsolkopfes $d = 0,58\text{ m}$ im Abstand von $a = 9,80\text{ m}$ von der äussersten Kante $d = 1,22\text{ m}$ und variiert an der Einspannstelle des Auflagerriegels zwischen $d = 2,67\text{ m}$ und $d = 3,58\text{ m}$. Infolge der unterschiedlichen Geometrie der Querschnitte ist zwischen Galerie 1 und der Verbindungsgalerie eine Versetzung der Deckenplatte erforderlich.

5.2.2 Galerie 2

Die Galerie 2 überdeckt die darunterliegende Fahrbahn in der Vertikalprojektion gemessen auf einer Breite von $b = 6,00\text{ m}$. Die maximale Kragweite beträgt $13,42\text{ m}$. Die Plattenstärke variiert zwischen $d = 0,58\text{ m}$ am Konsolkopf, $d = 0,86\text{ m}$ im Abstand von $a = 6,80\text{ m}$ von der äussersten Kante und zwischen $d = 1,83\text{ m}$ und $d = 2,59\text{ m}$ an der Einspannstelle.

5.2.3 Galerie 3

Die Galerie 3 überdeckt die darunterliegende Fahrbahn in der Vertikalprojektion gemessen auf einer Breite von $b = 1,40\text{ m}$. Die maximale Kragweite beträgt rund $13,80\text{ m}$. Die Plattenstärke variiert zwischen $d = 0,58\text{ m}$ am Konsolkopf, $d = 0,86\text{ m}$ im Abstand von $a = 6,80\text{ m}$ von der äussersten Kante und zwischen $d = 1,40\text{ m}$ und $d = 2,20\text{ m}$ an der Einspannstelle.

5.2.4 Verbindungsgalerie

Diese Galerie stellt die Verbindung zwischen den Galerien 1 und 3 her und hat den Portalbereich West des «Achereggtunnels Süd» vor Steinschlag zu schützen. Die Konstruktion der Galeriedecke entspricht derjenigen der Galerie 3. Die maximale Kragweite beträgt rund $l = 11,50\text{ m}$.

6. Bauvorgang

6.1 Ankerversuche

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten wurden Ankerversuche durchgeführt, die die Grundlagen für die Dimensionierung der Anker liefern mussten. Es wurden drei Versuchsanker je Los, insgesamt also 6 Anker, als Minimum erforderlich. Die Anker wurden an leicht zugänglichen Stellen auf der Höhe der bestehenden Fahrbahnen in gleichen Gesteinsverhältnissen versetzt.

Die Versuchsanker wurden mit reduzierter Verankerungsstrecke versetzt und dienten der Ermittlung der Bruchkraft des Verankerungskörpers. An den Bauwerken wurden Kontrollanker ausgebildet und ermöglichen die Beobachtung des Langzeitverhaltens während der ganzen Lebensdauer der Galerien.

6.2 Bauarbeiten

Für die Bauarbeiten wurde folgender Bauvorgang vorgesehen, wobei ein abschnittswises Vorgehen erforderlich war:

- Sperrung einer Fahrspur der N2 und Errichtung von provisorischen Schutzeinrichtungen für die Dauer der Bauarbeiten
- Bauinstallationen

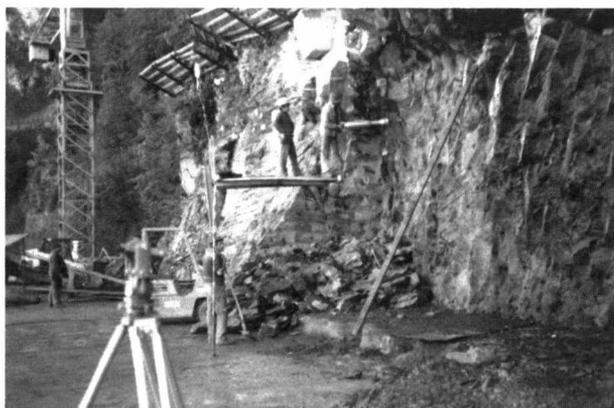


Fig. 3
Ausbruch des Widerlagerriegels.
Travaux de creusage pour la mise en œuvre de la culée.
Excavation for abutment construction.

- Felsausbruch und Felssicherungen für den Auflagerriegel sowie Verkleidung mit Gunit usw. und Setzen von Felssicherungsankern VU 60 t (Fig. 3 und Fig. 5)
- Betonieren des Auflagerriegels (Fig. 4)
- Bohrarbeiten für die Felsanker, Wasserabpressversuche, evtl. Konsolidierungsinjektionen
- Versetzen der Felsanker inklusive Spannen und Injizieren (Fig. 5)
- Erstellen der restlichen Gunit-Verkleidungen und Sichern derselben mit schlaffen Ankern
- Erstellen des Lehrgerüsts und der Schalung für die Galeriedecke, wobei die erschwerenden Verhältnisse infolge der verkehrstechnischen Situation sowie der statischen Randbedingungen der bestehenden Brückenkonstruktionen zu beachten waren

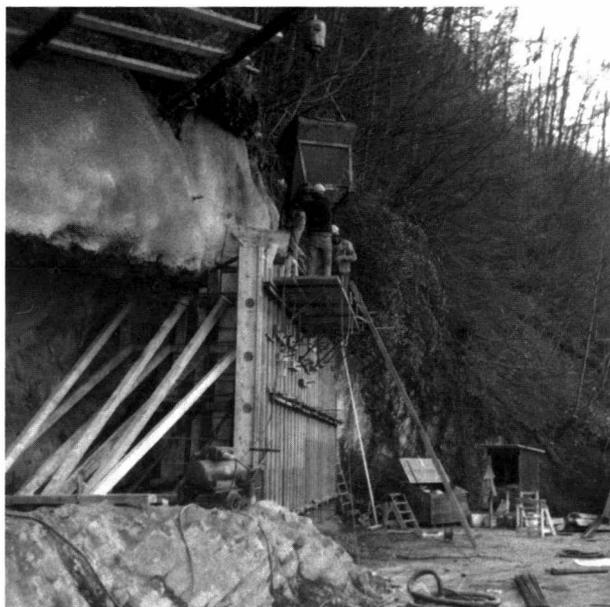


Fig. 4
Betonieren des Widerlagerriegels
Bétonnage de la culée
Concreting of abutment

- Verlegen der Vorspannkabel, die an die Felsanker angekuppelt werden, sowie der schlaffen Armierung für die Galeriedecke
- Betonieren der Decke (Fig. 5)
- Spannen der Vorspannkabel in 3 Stufen und Injizieren
- Erstellen des Konsolkopfes
- Aufbringen der Isolation inklusive Schutzmörtel auf der Galeriedecke
- Einschüttung der Galeriedecke
- Fertigstellungsarbeiten und Räumung der Baustelle.

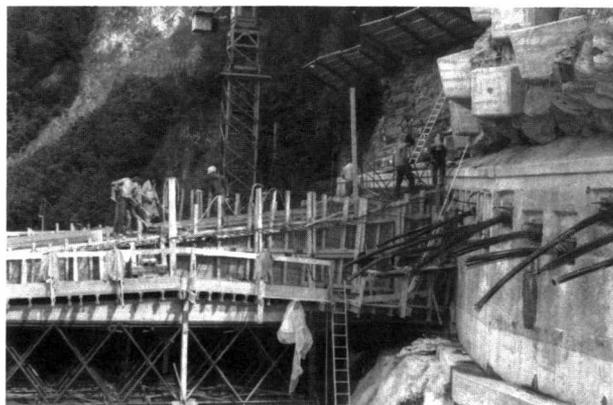


Fig. 5
Felssicherungsanker 60 t, Felsanker im Widerlager, Betonieretappe Galeriedach.
Mise en œuvre d'un boulon d'ancrage de 60 t dans la culée lors du bétonnage de la toiture de la galerie.
Placing a 60 ton locked rock anchor in the abutment during gallery roof construction.

Steinschlagschutzbauten Lopper

Zusammenfassung

Die Steinschlagschutzbauten Lopper der N2 sind Galeriedächer über der Autobahn, konzipiert als in der rückwärtigen Felswand mittels vorgespannten und blockierten Felsanker fundierten, auskragenden und vorgespannten Plattenkonstruktionen. Es werden dabei zwei Galerietypen

– Ablenk Galerie, Los 1, Galerie 1, für den Aufprall von Felsbrocken von $V = 2 \text{ m}^3$ aus $H = 50$ Meter oder einer Gesteinsmasse von $V = 50 \text{ m}^3$ auf eine Breite von $B = 20$ Meter aus einer Höhe $H = 50$ Meter

und

– Auffanggalerien, Los 1, Galerie 3 und Verbindungsgalerie sowie Los 2, Galerie 2, für den Aufprall eines Felsbrockens von $V = 0,25 \text{ m}^3$ aus einer Höhe von $H = 150$ Meter unterschieden.

Für die Bemessung der Galeriedächer resp. der Felsanker wurden drei Lastkombinationen unterschieden:

– Lastkombination 1: Ständige Lasten und Nutzlasten, Lastfall H, Bruchsicherheit $S = 1,8$

– Lastkombination 2: Ständige Lasten + Nutzlasten + Geröllhaufen $V = 50 \text{ m}^3$, Lastfall H + Z, Bruchsicherheit $S = 1,5$

– Lastkombination 3: Ständige Lasten + Nutzlasten + Aufpralllasten aus Steinschlag, ohne Geröllhaufen, Bruchsicherheit $S = 1,1$.

In allen Fällen zulässige Spannungen gemäss SIA 162.

Vorgängig der Bauausführung wurden Versuchsanker für die bei den Galeriedächern angenommenen Felsanker mit $V_u = 500 \text{ t}$ ausgeführt, um die Verankerungsstrecken und Verankerungszonen bei einem Ankerabstand von nur ca. 1,00 Meter zu ermitteln resp. überprüfen. Die Verankerungsstrecken wurden in Länge und vertikalen Abstand gestaffelt. Zur dauernden Überwachung der Verankerung wurden selbstverständlich noch permanente Kontrollanker mit den dazugehörigen Überwachungssystemen angeordnet.

Protection contre les chutes de pierres au Lopper

Résumé

Les ouvrages de protection contre les chutes de pierres du Lopper sont des galeries formant, au-dessus de l'autoroute N2 une toiture conçue comme dalle précontrainte en porte à faux, encastrée dans la paroi de la montagne par des ancrages précontraints bloqués dans le rocher. Il y a deux types de galeries:

– Galerie de déviation Lot 1 galerie 1 calculée pour le choc de blocs de rocher de 2 m^3 tombant d'une hauteur de 50 m, ou un éboulement de 50 m^3 sur 20 m de large tombant d'une hauteur de 50 m

et

– Galeries d'interception Lot 1 galerie 3 et galerie de raccordement, ainsi que Lot 2 galerie 2 pour le choc d'un bloc de $0,25 \text{ m}^3$ tombant d'une hauteur de 150 m.

Pour le calcul des toitures et de leurs ancrages, on a considéré trois combinaisons de charges différentes:

– Combinaison 1: Charges permanentes et charges utiles. Cas H, Sécurité à la rupture $S = 1,8$

– Combinaison 2: Charges permanentes et charges utiles avec accumulation d'éboulis de 50 m^3 . Cas H + Z, Sécurité à la rupture $S = 1,5$

– Combinaison 3: Charges permanentes et charges utiles avec choc de la chute d'un bloc sans accumulation d'éboulis. Sécurité à la rupture $S = 1,1$.

Dans tous les cas, tensions admissibles selon SIA 162.

Avant les travaux, on avait fait des essais pour déterminer et vérifier quelles longueurs et zones d'ancrage il fallait pour obtenir une force d'ancrage de 500 t. Une surveillance permanente des ancrages a été mise en place au moyen d'ancrages de contrôle avec les dispositifs de mesures nécessaires.

Rock fall protection structures at Lopper

Summary

The rock fall protection structures at Lopper on the N2 are gallery roofs over the motorway, designed as post-tensioned, cantilevered slab structures founded in the rear face of the rock by means of post-tensioned, locked rock anchors. Two types of galleries are distinguished

– Deflecting gallery, section 1 gallery 1, for the impact of broken rocks of $V = 2 \text{ m}^3$ falling from $H = 50$ metres or a rock mass of $V = 50 \text{ m}^3$ over a width of $B = 20$ metres from a height $H = 50$ metres

and

– collecting galleries, section 1 gallery 3 and connecting gallery, also section 2 gallery 2, for the impact of a broken rock of $V = 0,25 \text{ m}^3$ falling from a height of $H = 150$ metres.

For the design of the gallery roofs and rock anchors, a distinction was made between three load combinations:

– load combination 1: dead load and live load, loading case H; factor of safety $S = 1.8$

– load combination 2: dead load + live load + rubble heap $V = 50 \text{ m}^3$, loading case H + Z; factor of safety $S = 1.5$

– load combination 3: dead load + live load + impact loads from falling rock without rubble heap; factor of safety $S = 1.1$.

In all cases the permissible stresses are according to SIA 162.

Before construction, test anchors for the rock anchors assumed for the gallery roofs with $V_u = 500 \text{ t}$ were constructed, in order to determine and test the intended lines of the anchors and the anchorage zones for an anchor spacing of only approx. 1.00 metres. The lines of the anchors were staggered in length and vertical spacing. To provide permanent monitoring of the anchorage, permanent checking anchors with associated monitoring systems were of course also provided.

Kläranlage Werdhölzli, Zürich

Biologische Reinigung

Bauherrschaft
 Projektleitung
 Bauleitung für Bau- und
 mechanische Einrichtungen
 Projektverfasser
 Statik
 Bauunternehmer
 Bauzeit

Stadt Zürich, vertreten durch das Tiefbauamt
 Stadtentwässerung

Ingenieurbüro H. R. Fietz AG, Zürich
 Ingenieurgemeinschaft F. Benz; H. Eichenberger AG; Kropf + Morgenthaler; A. W. Schmid, Zürich
 O. Wenaweser + Dr. R. Wolfensberger AG, Zürich
 Arbeitsgemeinschaft Spaltenstein AG; AG Hatt-Haller; Fietz + Leuthold AG, Alf. Piatti AG; Dangel & Co. AG;
 A. Brunner's Erben; LGV Bauunternehmung AG, Zürich
 1980 bis 1983

1. Einleitung

Bereits 1926 stand die erste Kläranlage im Werdhölzli am Stadtrand von Zürich in Betrieb; von 1930 bis 1932 wurde sie erstmals, von 1964 bis 1969 zum zweitenmal ausgebaut. Die heutige dritte Erweiterung wird 1985 abgeschlossen sein. Das Einzugsgebiet misst 65 km² und umfasst das Stadtgebiet am unteren Ende des Zürichsees mit den beiden Gemeinden Kilchberg und Zollikon sowie den stadtzürcherischen Teil des Limmattales. In die Kläranlage Werdhölzli fliesst das Abwasser von rund 320000 Einwohnern und etwa die gleiche Menge aus Industrie, Gewerbe und Dienstleistungsbereich.

Die Limmat, die das gereinigte Abwasser aufnimmt, hat eine ausgesprochene Erholungsfunktion und durchfliesst unterhalb Zürich ausgedehnte, genutzte Grundwassergebiete, die vom Flusswasser gespeisen werden. Diese Umstände führen zu hohen Ansprüchen an die Reinigungsleistung der Kläranlage Werdhölzli. Das Abwasser durchfliesst vorerst die mechanische Reinigungsstufe mit Grobsandfang, Rechen, Ölsandfang und Vorklärbecken. Anschliessend folgt die biologische Reinigungsstufe mit Belüftungsbecken und Nachklärbecken. Gleichzeitig mit der biologischen Reinigung werden in einer chemischen Reinigungs-

stufe die Phosphate eliminiert. Bevor das gereinigte Abwasser der Limmat übergeben wird, durchfliesst es einen offenen Schwerkraftfilter.

Die Gesamtgliederung ist bezüglich einer Ost-West-Axe symmetrisch ausgelegt und die Gesamtanlage aus betrieblichen Gründen als zweistrassige Anlage konzipiert. Fig. 1 zeigt eine schematische Übersicht über die gesamte Kläranlage Werdhölzli.

In den nachfolgenden Ausführungen wird das statisch konstruktive Konzept der Belüftungsbecken und Nachklärbecken in der biologischen Reinigungsstufe vorgestellt und die wesentlichen Merkmale beschrieben.

2. Anordnung und Geometrie

Sowohl die Belüftungsbecken als auch die Nachklärbecken sind symmetrisch zu einer Ost-West-Axe in Blöcken zu je sechs Einheiten angeordnet. Die Belüftungsbecken messen in der Länge 89,00 m und in der Breite je 12,50 m. Der Wasserspiegel steigt 4,50 m hoch. Das Gesamtvolumen der zwölf Belüftungsbecken erreicht somit 60000 m³. Die Abmessungen der Konstruktion eines Blocks mit sechs Becken betragen 90,90 m × 80,20 m × 6,12 m. Fig. 2 zeigt einen

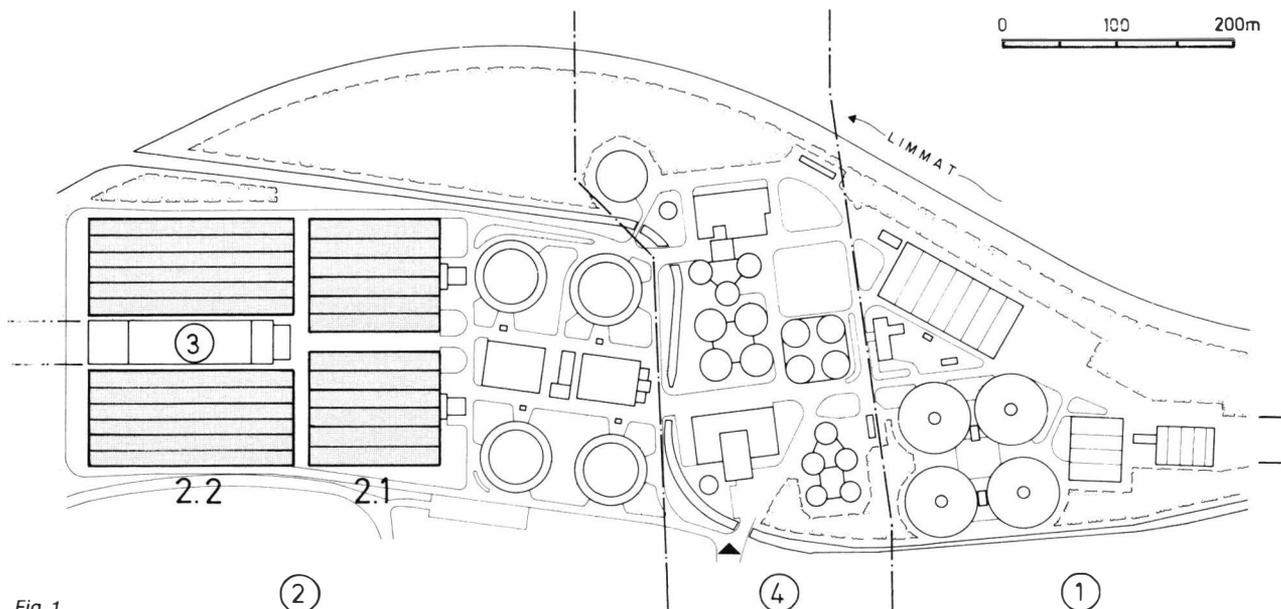


Fig. 1
 Übersicht über Gesamtanlage
 Plan des l'installations
 Plan of plant

- ① Mechanische Reinigungsstufe
 Epuration mécanique
 Mechanical purification
- ② Biologische Reinigungsstufe
 Epuration biologique
 Biological purification

- 2.1 Belüftungsbecken
 Bassin d'aération
 Aeration basin
- 2.2 Nachklärbecken
 Bassin de rééparation
 Repurification basin

- ③ Filtration
 Filtration
 Filtering
- ④ Schlammbehandlung
 Traitement de la boue
 Sludge treatment



Fig. 2
 Belüftungsbecken (Bauzustand)
 Bassin d'aération en construction
 Aeration basin under construction

Einblick in ein Belüftungsbecken im Bauzustand. Die Nachklärbecken sind 142,00 m lang und je 10,10 m breit. Der Wasserspiegel steigt ebenfalls 4,50 m hoch. Das Gesamtvolumen der zwölf Nachklärbecken erreicht somit 76 500 m³. Die Abmessungen der Konstruktion eines Blocks mit sechs Becken betragen 145,45 m × 65,80 m × 6,37 m. Ein typischer Querschnitt durch die Nachklärbecken ist in Fig. 3 dargestellt.

Die grossräumigen Beckenkomplexe ragen etwa 4,5 m über das gewachsene Terrain hinaus. Diese Höhenposition resultiert aus optimierenden Berechnungen, welche die Kosten der Fundations- und Wasserhaltungsarbeiten in Beziehung setzen zu den Kosten für die aufzuwendende Pumpenenergie im Betrieb. Die Anordnung erlaubt eine offene Baugrube ohne Spundwände.

Die Becken sind in einer Tiefe von ca. 1,5 m bis 2,0 m auf sandigen Kiesschichten des Limmattalschotter fundiert. In einzelnen Zonen sind die weichen Oberflächenschichten durch tragfähiges Material zu ersetzen.

Der mittlere Grundwasserspiegel liegt ca. 1,5 m unter dem gewachsenen Terrain. Bei Höchsthochwasser steigt der Grundwasserspiegel bis nahe an die Terrainoberfläche. Die Wasserhaltung erfolgt mittels Filterbrunnen.

3. Statisches Konzept

Die Nutzung der Becken führt zu verschiedenen funktionellen Anforderungen an das Tragwerk sowohl in Bezug auf dessen Tragfähigkeit als auch in Bezug auf die Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit. Da die

Becken über einem genutzten Grundwasserstrom stehen, nehmen vor allem die Bedingungen an die Dichtigkeit der Becken eine zentrale Stellung ein. Diese Bedingungen haben massgeblich die Konzeptwahl der Konstruktion bestimmt. Demgegenüber beeinflussen die Anforderungen an die Tragfähigkeit und an die Korrosionsbeständigkeit die Konstruktion nur unbedeutend.

Unter Berücksichtigung dieser Kriterien hat sich eine über jeweils sechs Becken zusammenhängende, vorgespannte Konstruktion ohne Dilatationsfugen aufgedrängt. Diese Lösung hat neben den Vorteilen im Hinblick auf die Dichtigkeit gegenüber einer schlaff bewehrten, abgefugten Konstruktion auch Vorzüge für den Unterhalt auszuweisen. Die Herstellungskosten beider Varianten bewegen sich in der gleichen Grössenordnung. Die Bodenplatte mit einer Stärke von 40 cm wird kreuzweise vorgespannt. Die Spannkraft der Einzelkabel System BBRV im Abstand von 1,10 m bis 2,00 m beträgt 1400 kN. Die Beckenwände mit einer Stärke von 40 cm werden in ihrer Längsrichtung vorgespannt. Pro Wand werden 8 bis 10 Spannkabel System BBRV mit einer Spannkraft von je 1000 kN eingelegt. Alle Spannkabel wirken im Verbund mit dem Beton. Die initialen Betondruckspannungen erreichen 2 bis 2,5 N/mm².

Die elastischen Stauchungen und Kriechverformungen infolge der Vorspannung und die Schwindverkürzungen haben Relativbewegungen zwischen der Betonkonstruktion und dem Untergrund zur Folge. Diesen Bewegungen werden zusätzlich Bewegungen infolge Temperaturänderungen des Betons überlagert. Eine Gleitschicht hat die Aufgabe, diese Bewegungen zwischen Beton und Boden mit möglichst geringen Reibungskräften aufzunehmen. Diese Reibungskräfte sind massgebend für die Bemessung der Vorspannkraft, da sie gegenüber den üblichen Spannkraftverlusten infolge Schwinden, Kriechen und Relaxation die Betondruckspannungen in viel stärkerem Masse reduzieren. Im Normalfall sind die Becken mit Wasser gefüllt. Die Auflast des Wassers übersteigt das Eigengewicht der Betonkonstruktion um ein Mehrfaches und bringt den Hauptanteil an die Reibungskräfte. Frühere Untersuchungen haben gezeigt, dass eine mit Kunststoffolien und Schutzmörtel geschützte Sandschicht in einer Stärke von 5 cm die Bedingungen an eine Gleitschicht erfüllt.

In Beckenlängsrichtung kann die Betonkonstruktion als gleichmässig aufgelagerte Rippenplatte betrachtet werden. Neben der oben beschriebenen Beanspruchung infolge Vorspannung und Reibung sind zusätzlich die Beanspruchungen infolge unterschiedlichem Schwinden und Kriechen der Wände und der Bodenplatte zu berücksichtigen.

In Querrichtung ist die elastisch gelagerte Betonkonstruktion neben der Beanspruchung infolge Vorspannung und Reibung einer Biegebeanspruchung ausgesetzt. Als Lastfälle werden das Eigengewicht des Betons, unterschiedliche Füllungen der Becken und mögliche Nutzlasten auf die Wände in Rechnung gestellt. Zusätzlich werden die Einflüsse infolge Temperaturgradienten in der Bodenplatte miteingerechnet.

In Längsrichtung sind für die Bemessung ausschliesslich Anforderungen an den Gebrauchszustand zu beachten. In Querrichtung sind wohl die Anforderungen an die Tragfähigkeit zu berücksichtigen, sie sind jedoch von untergeordneter Bedeutung. Die Anordnung und Stärke der schlaffen Bewehrung basiert auf den Erkenntnissen neuester Untersuchungen über Rissebeschränkung in Betonbauten.

4. Ausführung

Die Becken werden, wie Fig. 4 zeigt, in einzelnen Bauabschnitten hergestellt. Die Bauabschnitte bleiben bis zur Fertigstellung des ganzen Beckenblocks durch Schwindfugen von 1,50 m Breite getrennt. Die Bodenplatte wird in Etappen zu je ca. 500 m² betoniert. Die den einzelnen Etappen zugehörigen Wände müssen innerhalb von drei Wochen nach dem Betonieren der Bodenplatte nachgezogen werden. Mit diesem Bauvorgang wird das differentielle Schwinden zwischen Platte und Wand reduziert. Eine mässige Schwindvorspannung von ca. 25 % wird drei Tage nach dem Betonieren aufgebracht. Zur Schwindvorspannung werden ein Teil der Spannglieder des definitiven Spannsystems verwendet.

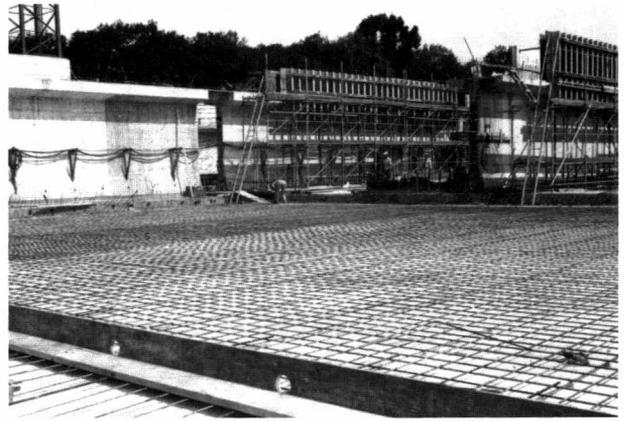


Fig. 4
Verschiedene Bauetappen der Belüftungsbecken.
Diverses phases d'exécution du bassin d'aération.
Various construction stages of the aeration basin.

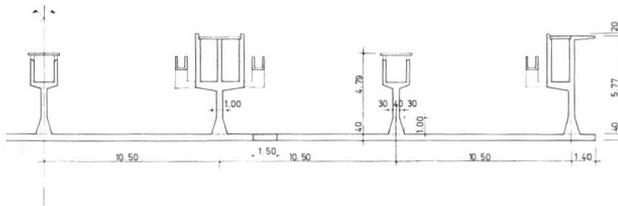


Fig. 3
Querschnitt Nachklärbecken.
Section en travers du bassin de rééparation.
Cross section of the repurification basin.

Sind alle Abschnitte eines Beckenblocks betoniert, so werden die Schwindfugen der Bodenplatte und der Wände geschlossen. Die für die definitive Vorspannung vorgesehenen Kabel werden in die leeren Hüllrohre eingezogen und mit den für die Schwindvorspannung benötigten Spannkabeln in der Weise gekoppelt, dass jedes Spannglied über die ganze Beckenlänge bzw. -breite durchgeht und maximal nur zwei Zwischenverankerungen aufweist. Mit diesem System wird einerseits die gesamte Anzahl der Spannanker auf ein Minimum reduziert und andererseits wird erreicht, dass die Kopplungen systematisch versetzt sind. Als Beispiel wird in Fig. 5 an einer kleinen Anzahl Kabel das Spannsystem schematisch aufgezeigt. Zusätzlich werden in den Fugen der Bodenplatte Kabel auch in Längsrichtung eingelegt und vorgespannt.

Gesamthaft werden in die Belüftungsbecken und Nachklärbecken 28 600 m³ Beton der Sorte BS PC 300 kg/m³ mit einer geforderten Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen von $\beta_w = 40$ N/mm², als Bewehrungsstahl werden 2260 t der Sorte Stahl III und als Spannstahl 586 t eingebaut. Insgesamt werden 3450 Spannanker benötigt.

Adresse der Verfasser:

Ph. Kronig
Ingenieurbureau D. Lauber und Ph. Kronig
3920 Zermatt

vormals bei:
O. Wenaweser + Dr. R. Wolfensberger AG, Zürich

Dr. P. Lüchinger, O. Wenaweser + Dr. R. Wolfensberger AG, Reinhardstrasse 10, 8034 Zürich

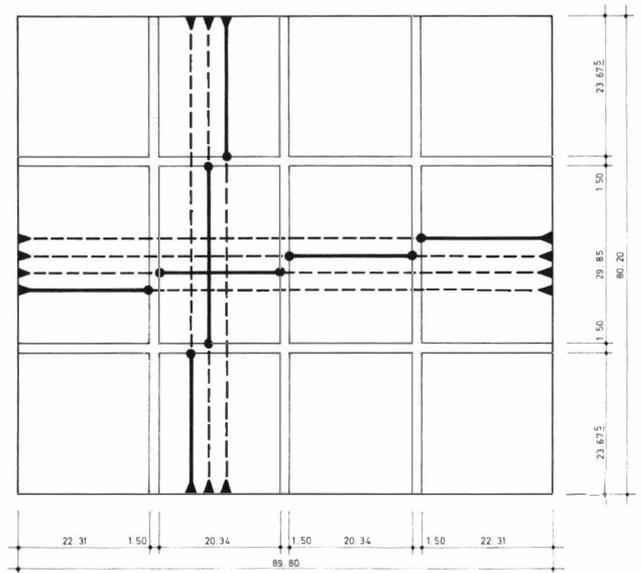


Fig. 5
Schema Vorspannung Bodenplatte Belüftungsbecken.
Plan de la précontrainte dans la dalle de fond du bassin d'aération.
Prestressing plan of the bottom slab of the aeration basin.

— Schwindvorspannung
Précontrainte de retrait
Shrinkage-prestressing

- - Endgültige Vorspannung
Précontrainte définitive
Ultimate prestressing

● Kopplungen
Couplages
Couplings

— Schwindfugen
Joints de retrait
Shrinkage joints

Kläranlage Werdhölzli, Zürich

Zusammenfassung

Die Kläranlage Werdhölzli der Stadt Zürich wird in einer vierten Etappe zu einer Abwasserreinigungsanlage für 640 000 Einwohner-einheiten erweitert. Das Abwasser durchfließt die mechanische Stufe, wird in der biologischen und chemischen Stufe weitergereinigt und nach der Filtration in die Limmat geleitet. Die Belüftungsbecken und Nachklärbecken der biologischen Reinigungsstufe sind zu vier Blöcken mit je 6 Becken zusammengefasst. Das Gesamtvolumen beträgt $2 \times 30\,000\text{ m}^3$ bzw. $2 \times 38\,250\text{ m}^3$. An die Dichtigkeit der Becken werden hohe Anforderungen gestellt. Die Bodenplatten sind deshalb kreuzweise, die Wände längs vorgespannt. Ein ausgeklügeltes System von Schwindfugen und Spannetappen reduziert die Beanspruchung infolge differentiellen Schwinden und Kriechen. Alle Becken liegen auf einer speziellen Gleitschicht aus Sand, damit die Reibungskräfte zwischen Beton und Untergrund reduziert werden.

Installation de purification des eaux Werdhölzli, Zurich

Résumé

La station d'épuration de la ville de Zurich permet, après la 4^e étape de son extension, le traitement des eaux d'une population de 640 000 équivalent-habitants. Les eaux usées sont traitées mécaniquement, chimiquement et biologiquement puis filtrées, avant d'être rejetées dans la Limmat. Les bassins d'aération et de décantation secondaire de la phase biologique sont réunis en 4 blocs de 6

bassins chacun, d'un volume total de $2 \times 30\,000\text{ m}^3$ et $2 \times 38\,250\text{ m}^3$ respectivement. Les hautes exigences relatives à l'étanchéité des bassins ont conduit à l'utilisation d'une précontrainte croisée pour les radiers et une précontrainte longitudinale pour les parois. Un système choisi de joints de retrait et d'étapes de précontrainte permet de diminuer les efforts dus au retrait et au fluage différentiels. Tous les bassins reposent sur une couche spéciale de sable favorisant le glissement, de façon à réduire les sollicitations dues au frottement entre le béton et le sol de fondation.

Water purification plant Werdhölzli, Zurich

Summary

The municipal sewage purification plant of Zurich will be extended in a fourth stage to a plant for 640 000 habitant units. The sewage flows through the mechanical phase. It is clarified in the biological and chemical phase and after filtration finally turned off to the Limmat. The aeration basins and the final settling basins of the biological phase are combined in four blocks with six units each. The total volume arises to $2 \times 30\,000\text{ m}^3$ and $2 \times 38\,250\text{ m}^3$ respectively. Qualified requirements on the waterproofing are to be fulfilled. Therefore the slabs of the basins are prestressed in both directions. The walls are longitudinally prestressed. A sophisticated system of shrinkage joints and prestressing phases reduces the stresses due to differential shrinkage and creep. All basin-units lie on a special flow sheet made of sand, so that the friction forces between the concrete construction and the soil are reduced.

Surélévation du barrage de Lalla Takerkoust (Maroc)

Maître d'œuvre
Auteur du projet
Géologie
Mécanique des roches
Précontrainte
Années de construction

Ministère de l'Équipement et de la Promotion Nationale, Direction de l'Hydraulique, Rabat
Electrowatt, Ingénieurs-Conseils S.A., Zurich+Rabat
J. Norbert, Lausanne
Prof. F. Descoeurdes, EPFL, Lausanne
Losinger AG - VSL International, Berne
1978-1979

Surélévation de 9 m d'un barrage-poids au moyen de tirants précontraints de fort tonnage (charge de rupture maxima : 1284 tonnes).

Description sommaire des travaux de surélévation

La surélévation du barrage de Lalla Takerkoust, décidée à fin 1975, a permis de doubler le volume de la retenue qui avait perdu, par envasement, le tiers de sa capacité initiale.

La partie non-déversante du barrage (273 m) a été surélevée de 9 m par adjonction de béton et ancrages précontraints dans la partie centrale (les plots de rive étant simplement «engraissés» sur le parement aval).

Dans cette zone de 162 m de longueur, l'équilibre est assuré par 54 tirants de charge utile comprise entre 576 et 691 tonnes, espacés généralement de 3 mètres (minimum 2 m) et ancrés à 25 m en moyenne sous le niveau de fondation, ce qui représente une longueur moyenne de câble de 90 m et un maximum de 114 m.

Le béton de surélévation intéresse une hauteur de 20 m, entre la cote 645.60 de reprise de bétonnage sur le parement aval et le niveau final 665.60. Les dimensions de l'ouvrage existant imposaient en effet un épaissement aval qui a été lié à l'ancien béton par des tirants et câbles de 55 et 45 tonnes (au total 172), ancrés soit dans une galerie existante, soit dans le béton (figures 1 et 3).

L'évacuateur de crues a été équipé de nouvelles vannes du type segment, de 6,70 m de hauteur, ce qui a nécessité une surélévation de 7,60 m des déversoirs et de 7,00 m des piliers. Ces derniers ont dû être précontraints verticalement par des tirants en rocher de 216 et 331 tonnes, et horizontalement par des câbles de 247 tonnes, pour reprendre les efforts des vannes et assurer la stabilité générale des plots.

Caractéristiques principales

Barrage existant

Volume initial (1934)	52 Mio m ³
Volume en 1975	34 Mio m ³
Envasement en 1975	18 Mio m ³
Hauteur maxima sur fondations	57 m
Largeur de base maxima	49,50 m
Couronnement : cote	656,60 NGM
longueur	357 m

Barrage surélevé

Volume total	79 Mio m ³
Volume additionnel	45 Mio m ³
Surélévation	9,00 m
Couronnement : cote	665,60 NGM
longueur	510 m
Béton additionnel	50 000 m ³

Précontrainte

- Tirants en rocher		86
partie centrale	576 à 691 t	54
évacuateur de crues	216 et 331 t	32
(longueur totale 6300 m, 325 tonnes d'acier)		
- Tirants et câbles dans le béton		188
partie centrale	45 et 55 t	172
évacuateur de crues	247 t	16

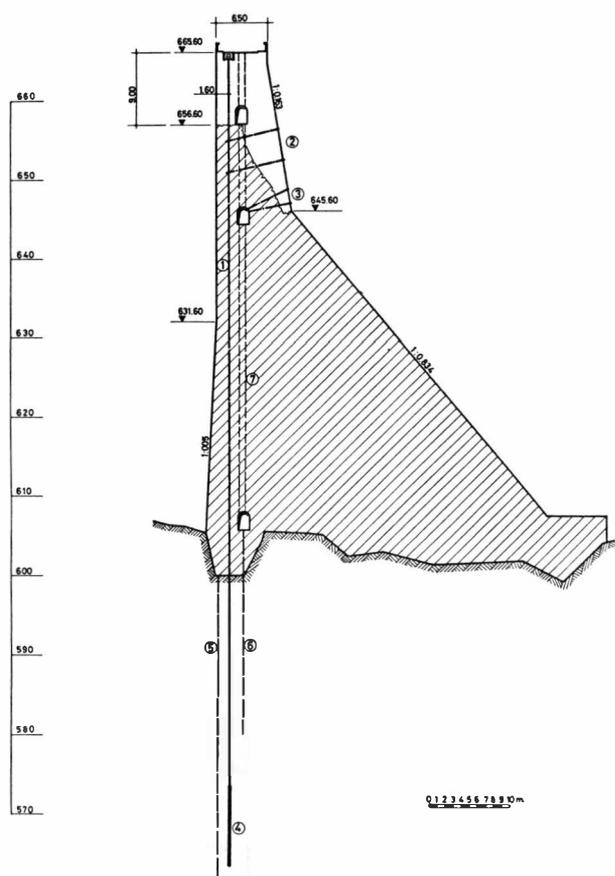


Fig. 1
Profil-type
Querschnitt
Typical section

- ① Tirants
Anker
Tendons 573-691 t
- ② Ancrages
Anker
Anchors 45 t
- ③ Câbles
Kabel
Cables 55 t
- ④ Longueur d'ancrage
Verankerungslänge
Anchoring length 10-12 m
- ⑤ Rideau d'injection
Injektionsschirm
Grouting curtain
- ⑥ Drainage
- ⑦ Puits de visite et de drainage
Kontroll- und Entwässerungsschacht
Inspection and drainage shaft

Conception de la surélévation

La mise en œuvre de tirants précontraints, associée à une adjonction plus ou moins importante de béton sur le couronnement existant, représente généralement la solution la plus économique pour des ouvrages de hauteur supérieure à 20 mètres. Pour Lalla Takerkoust, cette solution a été adoptée parce qu'elle était environ 2,5 fois meilleur marché qu'une surélévation par engraissement du parement aval; elle présentait de plus l'énorme avantage de ne pas perturber l'exploitation de la retenue.

La surélévation par précontrainte consiste à mettre en œuvre des tirants d'un tonnage calculé pour compenser les efforts supplémentaires occasionnés par la surélévation du plan d'eau. Pour un barrage-poids classique non-surdimensionné, comme celui de Lalla Takerkoust, les câbles doivent être ancrés dans le rocher de fondation car l'effort de précontrainte est nécessaire sur toute la hauteur de l'ouvrage et atteint – en principe – un maximum au niveau de fondation.

A ce niveau néanmoins, la section de béton exige des efforts de précontrainte considérables pour obtenir une modification, même minime, de la distribution des contraintes.

Il importe donc de maintenir la précontrainte nécessaire dans des limites raisonnables en agissant sur les autres facteurs d'équilibre modifiables, soit le volume du béton de surélévation – qui ne joue néanmoins qu'un rôle minime dans l'équilibre de la section de base – soit surtout les sous-pressions qui ont une influence considérable à ce niveau.

Dimensionnement de la précontrainte

Les calculs ont été effectués selon la méthode habituelle de dimensionnement et de vérification des barrages-poids, la précontrainte agissant comme un effort ponctuel appliqué au couronnement.

Pour la partie supérieure, englobant le béton de surélévation, un calcul sur ordinateur par la méthode des éléments finis a permis de déterminer l'influence des singularités ne pouvant être prises en compte par le calcul classique :

- la diffusion de l'effort de précontrainte,
- la présence de galeries, à différents niveaux,
- l'action des câbles de 45 et 55 tonnes du parement aval,
- la présence de bétons de modules d'élasticité différents, en contact sur un joint de reprise parabolique.

Les tirants en rocher ont été dimensionnés selon les critères suivants, qui satisfont aux normes françaises TA 77 :

- La tension de service dans les câbles est au plus égale aux 60% de la limite élastique de l'acier.
- La profondeur des ancrages sous le barrage a été déterminée de manière telle que le cône d'influence associé à chaque tirant ait un volume suffisant pour présenter une résistance à l'arrachement égale à la charge limite de l'ancrage (limite de rupture de l'acier). En fait, l'étagement des zones de scellement (admis ici, au minimum, au tiers de la longueur d'ancrage pour deux tirants voisins) conduit à des profondeurs bien supérieures à celles fournies par le calcul susmentionné (en moyenne 25 m au lieu de 18 m).
- La longueur de scellement a été calculée en fonction de la contrainte de cisaillement admise, selon le calcul classique, entre le coulis de scellement et les parois du forage.

Conception des tirants en rocher

Les principales sujétions conditionnant la conception des tirants, et les solutions adoptées, sont résumées ci-après.

- Utilisation de tirants de fort tonnage :
 - pour des raisons économiques : les forages représentant une part importante du coût de la précontrainte (46% à Lalla Takerkoust) il était avantageux de placer les plus gros câbles possibles dans un nombre minimum de forages ;
 - pour des raisons techniques : la précontrainte nécessaire par mètre linéaire (maxima 230 t/m^l) et l'écartement minimum entre câbles (fixé à 2 m pour des raisons d'exécution principalement) imposaient de mettre en œuvre des tirants d'un tonnage minimum égal à 460 t.

Le projet définitif, tenant compte de ce qui précède ainsi que de l'expérience et du matériel de l'entreprise adjudicataire VSL, comporte donc des tirants de charge utile comprise entre 576 et 691 t, composés respectivement de 41 à 49 torons de 0,6" de diamètre (15,4 mm).
- Transmission intégrale à la zone de fondation de l'effort appliqué en tête (voir plus haut), condition impliquant la maîtrise du problème des frottements.

Ce problème a été résolu par l'emploi de torons gainés et graissés et par une prise en compte précise des frottements lors de la mise en tension.
- Conception du scellement garantissant la transmission des efforts entre l'acier et le coulis de scellement d'une part, entre ce dernier et le rocher d'autre part.

Conformément à l'expérience de VSL en ce domaine et aux différents essais effectués, la transmission de l'effort de l'acier au coulis de scellement ne présentait aucun problème et aucune disposition spéciale ne fut prise, si ce n'est le dégraissage très soigné de l'acier et la formation des faisceaux habituels.

La transmission de l'effort du coulis au rocher posait des problèmes plus complexes et les longueurs d'ancrage furent déterminées sur la base d'essais de mécanique des roches et vérifiées sur les tirants d'essai.
- Possibilité de contrôler et de retendre en tout temps tous les câbles : cette sujétion s'imposait au vu du tonnage inhabituel des tirants et du peu de références quant à la tenue de tels scellements dans le temps où sous l'effet de sollicitations exceptionnelles, tel un tremblement de terre par exemple. De plus à Lalla Takerkoust la précontrainte est absolument nécessaire à l'équilibre du barrage – spécialement dans la section de « reprise » au niveau 646.50 – contrairement à la plupart des autres surélévations de ce type, où la stabilité reste assurée en cas de « disparition » de la précontrainte, cette dernière n'étant qu'une force d'appoint augmentant le coefficient de sécurité.

Là également le problème a été résolu par la mise en œuvre de torons gainés restant libres dans leur gaine individuelle, et par l'utilisation, au niveau de l'ancrage mobile, de têtes filetées permettant :

 - de mettre en place des cellules (véris plats) de mesure pouvant en tout temps être enlevées sans détendre le câble, soit pour révision, soit pour montage et contrôle sur n'importe quel autre tirant ;

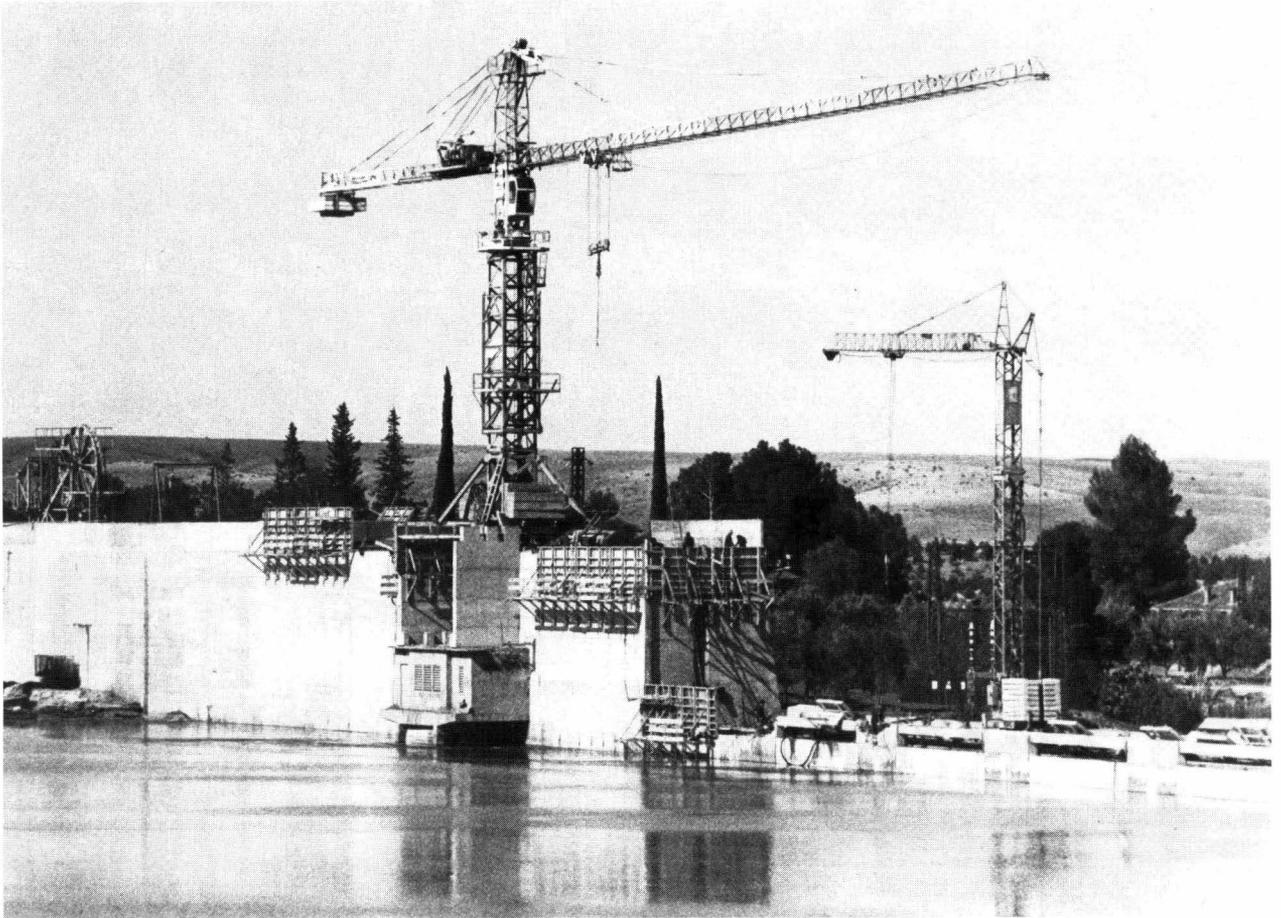


Fig. 2
 Vue amont
 Wasserseitige Ansicht
 Upstream view

Sur la gauche, la roue d'enfilage des tirants, de 5 m de diamètre, sur le nouveau couronnement; à droite, l'ouvrage existant.
 Links das 5-m-Durchmesser-Rad zur Plazierung der Vorspannanker auf der neuen Dammkrone; rechts die bestehende Mauer.
 On the left the 5 m diameter wheel for tendons homing on the new dam crest; on the right the existing dam.

- de retendre en tout temps n'importe quel câble au moyen d'un dispositif relativement simple se vissant sur la tête existante et ne nécessitant pas le maintien de surlongueurs de torons; ce dispositif permet également de retendre sans déclaver les tirants, opération nécessitant des surtensions parfois importantes.

e) Enfin, point certainement le plus important, garantie d'une protection anticorrosion sûre à tous les niveaux.

Dans la zone de scellement, la protection habituelle par le coulis de scellement a été complétée par la mise en place d'une gaine métallique ondulée, ayant fait l'objet de nombreux essais pour tester sa résistance aux efforts subis lors de la mise en place et surtout pour contrôler l'absence d'effets négatifs sur la transmission des efforts au rocher.

Sur la longueur libre, la protection est assurée par la graisse et la gaine individuelle de chaque toron, par le coulis d'injection et par une gaine extérieure en PVC, bien que celle-ci ait surtout été prévue pour la protection des torons lors de la mise en place et soit donc susceptible d'être partiellement endommagée.

Dans la partie supérieure, le haut des torons (dénudés sous la tête d'ancrage) est protégé par un brai-epoxy anticorrosif et la tête elle-même par de la graisse et un capot de protection.

Les caractéristiques principales du système se résument donc comme suit:

- scellement classique par injection de coulis de ciment à l'intérieur et à l'extérieur de la gaine métallique de protection;
- torons gainés et coulissant librement sur la longueur libre, protégés par une gaine PVC injectée intérieurement et extérieurement;
- tête d'ancrage filetée permettant de visser soit une cellule de mesure, soit un dispositif de retension.

		toron	câbles	691 t
diamètre (mm)	15,4	190		
	(7 fils)	(49 torons)		
section d'acier (mm ²)	143,5	7 032		
limite élastique,				
1 %	(164 kg/mm ²)	23,6 t	1 156 t	
charge de				
rupture	(183 kg/mm ²)	26,2 t	1 284 t	
charge nominale		14,1 t	691 t	

Géologie et mécanique des roches

La partie ancrée de l'ouvrage est fondée sur des roches primaires métamorphiques: schistes noirs à bancs de quartzites et grès fins à intercalations de schistes. Le site du barrage est caractérisé par une

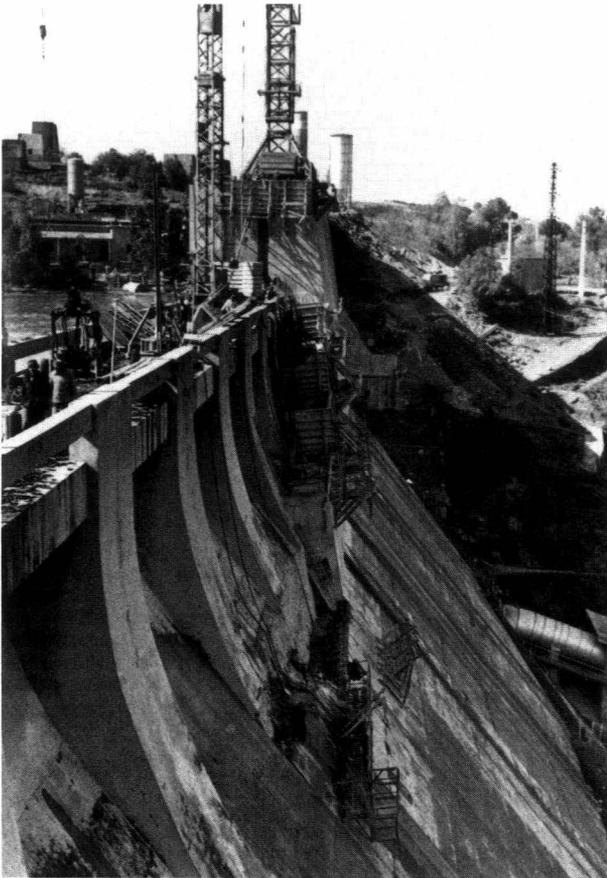


Fig. 3
Vue aval
Talseitige Ansicht
Downstream view

Au premier plan, la reprise de bétonnage 11 m en dessous du couronnement existant; à l'arrière plan le barrage surélevé.

Im Vordergrund das talseitige Auflager des neuen Betons, 11 m unterhalb der alten Mauerkrone; im Hintergrund die erhöhte Mauer.

In the foreground the downstream abutment of the new concrete, 11 m below the existing crest; in the background the raised dam.

hydrogéologie complexe se manifestant par des sous-pressions localisées importantes.

Les études détaillées effectuées ont permis de résoudre de manière tout à fait satisfaisante les principaux problèmes posés par la surélévation :

- réduction importante des sous-pressions au moyen d'un drainage efficace de la fondation,
- ancrage des tirants dans les grès et les schistes,
- détermination des caractéristiques du rocher de fondation intéressant les problèmes de stabilité de l'ouvrage ou de mise en œuvre de la précontrainte.

Les essais courants de mécanique des roches (détermination de la résistance à la compression simple, du module élastique, de l'angle de frottement interne, etc.) ont été complétés par des essais d'enfoncement de carottes de roche dans un anneau de coulis de ciment, permettant ainsi d'estimer le «taux de cisaillement» à prendre en compte pour le prédimensionnement des longueurs de scellement des tirants.

Tirants d'essai

7 câbles d'essais, en tous points semblables aux tirants définitifs, ont été testés à 1100 t (1,6 fois la charge maxima de service), dans le but de vérifier

la tenue des scellements, le comportement élastique du tirant et la transmission de l'effort à la zone de fondation, ainsi que les dispositions adoptées ou calculées pour la mise en œuvre de tirants dont les dimensions sortaient nettement de l'ordinaire.

Les 5 premiers essais firent apparaître des frottements parasites excessifs, dus à la mauvaise qualité des gaines individuelles en PVC des torons dont la rigidité était insuffisante pour reprendre la pression du coulis d'injection, et qui se traduisaient par une diminution de l'effort de 25 à 40% sur la longueur libre. Le problème fut résolu par un changement d'acier et les nouveaux torons, gainés de polypropylène, donnèrent entière satisfaction (frottements de l'ordre de 3%) lors des deux essais supplémentaires effectués.

Ces essais permirent également la mise au point des méthodes d'injection et de mise en tension et de fixer définitivement les critères d'approbation à respecter lors de cette dernière.

Réalisation

Les forages ont été exécutés par pilotage dans le béton au carottier à câble \varnothing 101 mm, prolongé dans le rocher au marteau de fond de trou \varnothing 96 mm et 2 réalésages successifs à 165 et 254 mm, au marteau de fond de trou également. Certains forages ont été entièrement carottés et toutes les zones de scellement soumises à des essais d'eau et injectées lorsque la perméabilité dépassait 1 Lugeon.

Cette méthode a donné entière satisfaction et la déviation maxima permise par le CPS (1%) ne fut dépassée que 2 fois et très légèrement (1,3% environ).

Les 54 tirants de fort tonnage ont été fabriqués sur une aire bétonnée de 120×8 m environ, située au même niveau et dans le prolongement du couronnement surélevé. Les torons, livrés en bobines ou roulés sur palettes, étaient tirés à la main, coupés à la longueur voulue, dégainés et dégraissés à l'eau chaude sous-pression sur la longueur de scellement.

Le câble terminé, muni de chariots tous les 2 mètres, était tiré sur le couronnement puis sur une roue d'enfilage de 5 m de diamètre (voir figure 2) au moyen d'un treuil, pour redescendre dans le forage, retenu alors par un 2^e treuil. Les tirants de l'évacuateur de crues ont été mis en place au moyen d'une grue.

L'injection fut incontestablement l'opération la plus délicate et la plus critique, du fait principalement de la grande longueur des tirants, de la présence des gaines extérieures et de la mauvaise qualité du ciment local.

Après de nombreux tâtonnements, la méthode définitive consista à injecter en parallèle, au moyen de 2 malaxeurs, l'intérieur et l'extérieur des gaines de protection.

La mise en tension a été conduite de façon très stricte et détaillée afin de prendre en compte tous les phénomènes particuliers. Les tirants de Lalla Takerkoust sortent en effet largement du domaine d'application implicitement considéré par les différentes normes et les câbles d'essai ont montré qu'il n'était pas possible d'appliquer sans autre les recommandations de ces dernières concernant les critères d'approbation ou le calcul des frottements par exemple. La méthode mise au point à Lalla Takerkoust a permis :

- le contrôle de la tenue du scellement, selon les critères fixés par les normes suisses, avec une charge d'essai égale à 1,3 fois la charge de service ;
- la détermination des frottements par la méthode du cycle, une procédure spéciale permettant de différencier les frottements en tête du tirant de ceux intervenant le long du câble ;
- la compensation de ces frottements par surtension initiale ;
- le calcul de la longueur libre apparente et du point d'ancrage fictif.

Comportement à terme

Tous les ancrages en rocher ont été contrôlés 1, 30 et 100 jours après la mise en tension. Aucune baisse de tension n'est apparue sur les tirants de plus de 300 t et une perte maxima de 3% a été enregistrée sur certains ancrages de 216 t de l'évacuateur de crues, valeur correspondant à la relaxation prévue selon les indications du fournisseur; il semble bien que cette relaxation ait été «absorbée» par les frottements sur les câbles de fort tonnage.

Dix ancrages sont sous contrôle permanent au moyen de cellules (vérins plats) équipées d'un dispositif de télémessure, et aucune diminution de l'effort n'a été décelée sur cette période d'auscultation d'environ 2 ans. Il est prévu de contrôler la totalité des ancrages tous les 5 ans.

R. Cornut, Electrowatt Ing.-Conseils S.A.

Surélévation du barrage de Lalla Takerkoust (Maroc)

Résumé

La surélévation de 9 m du barrage de Lalla Takerkoust, d'une hauteur initiale de 57 m, a permis de doubler le volume de la retenue, qui avait été diminué d'un tiers par l'envasement.

L'utilisation de câbles de précontrainte s'est révélée la solution la plus économique et présentait l'avantage majeur de ne pas perturber l'exploitation de la retenue pendant les travaux.

Un dimensionnement optimum a été réalisé en combinant les effets du poids du béton de surélévation et de la précontrainte avec une diminution de la sous-pression par des forages de drainage. Le projet se caractérise essentiellement par la mise en œuvre de 54 tirants en rocher, verticaux, de charge utile comprise entre 576 et 691 tonnes. Ces ancrages, d'une longueur maxima de 113 m (moyenne 90 m) sont généralement espacés de 3 m.

Chaque câble est composé de 41 à 49 torons à 7 fils (\varnothing 15,4 mm), graissés et gainés de polypropylène. Le faisceau de torons est lui-même protégé par une enveloppe en PVC. Grâce à ce système, les torons restent libres dans leurs gaines individuelles après injection, et les tirants peuvent ainsi être contrôlés ou retendus en tout temps. La mise en place de ces ancrages a exigé le forage de trous de 254 mm de diamètre à travers l'ouvrage existant et sa fondation, réalisés en trois phases: pilotage 96 mm, premier réalésage 165 mm et deuxième réalésage au diamètre final. La liaison entre ancien et nouveau béton sur le parement aval a été assurée par des ancrages de 45 et 55 tonnes. La surélévation de l'évacuateur de crues a nécessité la mise en œuvre de tirants de 216 et 331 tonnes.

Erhöhung einer Beton-Schwerkheitsmauer in Marokko

Zusammenfassung

Durch die Erhöhung der bestehenden 57 m hohen Gewichtsmauer von Lalla Takerkoust um 9 Meter konnte das Stauvolumen, welches bereits durch Verlandung einen Drittel eingebüsst hatte, um mehr als das Doppelte erhöht werden. Als günstigste konstruktive Lösung erwies sich die Variante mit Vorspannung, die auch eine unbehinderte Bewirtschaftung des Speichers während den Bauarbeiten ermöglichte. Beim Entwurf wurde ein optimales Gleichgewichtssystem zwischen dem Eigengewicht des neu aufgetragenen Betons, den Vorspannkraften und den durch Drainagebohrungen verminderten Auftriebskräften gefunden.

Der Einbau von 54 Ankern mit Vorspannkraften von 576 bis 691 Tonnen war ein sehr wichtiger Teil der Ausführung des Bauvorhabens. Die Abstände dieser Vorspannanker, welche eine durchschnittliche Länge von 90 m aufweisen, betragen 3 Meter. Vereinzelt wurden bis zu 113 m lange Anker montiert. Die Kabel dieser vorgespannten Anker, welche aus maximal 49 Litzen bestehen, wurden mit einem PVC-Mantel geschützt. Jede aus 7 Drähten aufgebaute, 15,4 mm dicke Litze wurde gefettet und mit einem Polypropylen-Überzug versehen. Dank diesem Überzug bleiben die einzelnen Litzen der Anker nach der Montage und Injektion frei beweglich. Sie können somit jederzeit kontrolliert und nachgespannt werden. Der Einbau der Vorspannanker erforderte Bohrungen von 254 mm Durchmesser durch die bestehende Mauer und ihre Fundation. Diese Bohrlöcher wurden in 3 Phasen ausgeführt: beginnend mit einer Initialbohrung von 96 mm Durchmesser, anschließend Erweiterung auf 165 mm und zum Schluss Nachbohrung auf den Soll-durchmesser von 254 mm.

Zur Gewährung einer sicheren Verbindung des neuen Mauerteils mit der alten Gewichtsmauer wurden 45 und 55 Tonnen Vorspannanker unterhalb der bestehenden Krone auf der Talseite der Stau-mauer angeordnet. Zusätzlich erforderte auch der erhöhte Hochwasserüberlauf Vorspannanker mit 216 bis 331 Tonnen Spannkraft.

Raising of concrete gravity dam in Morocco

Summary

The 9 m raising of the 57 m high Lalla Takerkoust concrete gravity dam allowed to more than double the former capacity of the reservoir, which had been reduced by a third by siltation.

The prestressing option was the most economical one and was presenting the major advantage to not interfere with the reservoir operation during construction.

The design was based on a balance between the additional concrete weight, the prestressing effect and an uplift pressure reduction by means of additional underdrainage.

The main feature of the project was the installation of 54 vertical prestressing anchors, ranging from 576 to 691 tons. These cables, with a maximum length of 113 m (average 90 m) are spaced at intervals of 3 m across the dam crest. Each cable is comprised of groups of individual seven-strands greased and plastic-coated wires 15,4 mm diameter each (maximum 49 strands per cable), housed in an overall PVC coating. Once the cables are installed and grouted, the individual strands remain free in their plastic sleeves, so that the cables may be controlled and retensioned at any time. Installing the cables called for drilling of 254 mm diameter holes through the existing dam and its foundation. These holes were achieved in 3 steps, beginning with a pilot rotary drilling of 96 mm, successively enlarged to 165 and 254 mm by down-the-hole hammer.

In addition to the vertical cables, others of 45 and 55 tons were installed to tightly connect the newly poured concrete to the original one, on the downstream face of the dam.

Prestressing anchors, ranging from 216 to 331 tons were installed through the spillway section too, to secure the overall stability.

