

**Forschung,  
Entwicklung  
und Normen**

**Recherche,  
développement  
et normes**

**Research,  
development  
and codes**

Michel Donzel

### Einleitung

Der Bund übt die Oberaufsicht über die Strassen von nationaler Bedeutung (Art. 82 der Bundesverfassung) aus. Er verwendet die für den Strassenverkehr bestimmte Mineralölsteuer u. a. für Bau, Unterhalt und Betrieb der Nationalstrassen, für Kostenbeiträge an den Bau der Hauptstrassen und für die Forschung im Strassenwesen. Im Jahre 2001 beliefen sich die verfügbaren Mittel auf 3746 Mio. Fr. Für die Forschung im Strassenwesen standen 7,7 Mio. Fr. zur Verfügung, inklusive 1,7 Mio. Fr. für die Brückenforschung. Die seit 1950 jährlich zur Verfügung gestellten Forschungsmittel sind im Bild 1 dargestellt. Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) ist für deren gesetzeskonforme Verwendung zuständig.

### Organisation der Brückenforschung

Eine Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) betreut die gesamte vom ASTRA finanzierte Forschung im Bereich Kunstbauten. Die Arbeitsgruppe besteht aus Vertretern der Privatwirtschaft, der Hochschulen, der kantonalen Strassenverwaltungen und des ASTRA. Sie ist der Forschungskommission (FOKO) untergeordnet (siehe Bild 2).

Die Tätigkeit der AGB umfasst folgende Aufgaben:

- Erkennen der Bedürfnisse
- Festlegen der Prioritäten
- Initiieren von Forschungsgesuchen
- Beurteilen der Kreditbegehren
- Begleiten der Forschungsprojekte (durch die Begleitkommissionen)
- Umsetzen der Forschungsergebnisse in die Praxis.

Die Daten aller Forschungsprojekte, an denen der Bund Beiträge leistet, werden vom Informationssystem ARAMIS verwaltet. Dieses gibt insbesondere auch Auskunft über die Brückenforschung des

ASTRA. Die Internet-Adresse lautet [www.aramis-research.ch](http://www.aramis-research.ch).

Für den Bereich Brückenforschung können die Kreditgesuche an das Bundesamt für Strassen, Arbeitsgruppe Brückenforschung, 3003 Bern, eingereicht werden. Die nötigen Formulare (Forschungsgesuch STB und ARAMIS-STB-Formulare) sind über Internet verfügbar, ([www.rapp.ch/aktuell/download.html](http://www.rapp.ch/aktuell/download.html)).

### Ergebnisse der Brückenforschung

Der Bund unterstützt die Forschung im Strassenwesen seit den Fünfzigerjahren. Eine eigenständige Brückenforschung wird erst seit Mitte der Achtzigerjahre vom ASTRA gefördert.

Die Veranlassungen waren:

- der sich nach 25 Betriebsjahren manifestierende Unterhaltsbedarf der ältesten Abschnitte des Nationalstrassennetzes
- die Beteiligung des Bundes an den Unterhaltskosten seit 1985
- das weltweit fehlende Wissen zum Bauwerksunterhalt.

Während der ersten Jahre war die Forschungstätigkeit dementsprechend auf den Brückenunterhalt fokussiert. In den Neunzigerjahren wurde das Forschungsgebiet durch die Aufnahme des Brückenneubaus erweitert. Abgeschlossen wurden die ersten Forschungsarbeiten in den späten Achtzigerjahren. Bis heute sind rund 70 Berichte erschienen. Zurzeit befinden sich über 30 Projekte in Arbeit.

Die Umsetzung der Forschungsergebnisse ist Gegenstand besonderer Anstrengungen aller Beteiligten (ASTRA, AGB, Begleitkommissionen, Forscher). Die Ergebnisse jedes einzelnen Forschungsprojektes werden in einem Bericht festgehalten. Dieser wird nach einem festen Verteiler interessierten Kreisen zugestellt und kann bei der VSS, Seefeldstrasse 9, 8008 Zürich, bezogen werden.

### Introduction

*In accordance with Article 82 of the Federal Constitution, the federal government is responsible for the overall supervision of roads of national importance. It primarily uses the revenue from oil taxes that is ear-marked for road transport for the construction, maintenance and operation of our motorways, for subsidising the construction of main roads, and for research activities in the area of roads. In 2001, the available funds amounted to 3,746 million Swiss francs. A total of 7.7 million Swiss francs was reserved for research in the area of roads, including 1.7 million for bridge research. Figure 1 shows the funds that have been provided for research purposes each year since 1950: responsibility for ensuring that these are used for the officially designated purposes lies with the Swiss Federal Roads Authority.*

### Organisation of bridge research

*The various research activities in the area of structures that are financed by the Swiss Federal Roads Authority are supervised by a Bridge Research Workgroup that comprises representatives from the private sector, universities, cantonal road authorities and the Swiss Federal Roads Authority, and is answerable to the Federal Research Commission (figure 2).*

*The duties of the Bridge Research Workgroup are as follows:*

- To identify needs
- To specify priorities
- To initiate research applications
- To assess applications for funding
- To accompany research projects (through support committees)
- To implement the results of research activities.

*Data relating to all research projects that have received financial contributions from the federal government are managed by a central data-processing system*

Das Fachpublikum wird durch die Zeitschriften «Strasse und Verkehr» des VSS und «tec 21» des SIA periodisch über das Erscheinen der Forschungsberichte informiert.

Eine Zusammenfassung der Berichte in der Datenbank der Internationalen Dokumentation Strasse (IDS) und im Informationssystem ARAMIS des Bundes sorgt für eine breite Diffusion der Ergebnisse. Es wird zudem an Tagungen und in Fachartikeln über die Forschungsarbeiten berichtet. Die neuen Erkenntnisse fliessen in die Praxis, in die Normierung und in die Lehre ein und werden in Pilotprojekten umgesetzt.

## Aktuelle Forschungsthemen

Folgende generelle Ziele und Themen sind im Bericht «Strategiekonzept» (Febr. 1999) der FOKO festgehalten:

- Grundlagen für die Normung von Kunstbauten
- Weiterentwicklung des Brückenbaus
- Entwicklung neuer Baustoffe
- Schutzsysteme und Tragsysteme
- Verbesserung der Planungs-, Entscheidungs- und Kostenkontrollverfahren
- Optimierung der Erhaltungs-massnahmen und Verbesserung des Langzeitverhaltens von Kunstbauten
- Optimierung des Bauens unter Verkehr
- Lärmschutzmassnahmen bei Brücken
- Auswirkung 40-t-Fahrzeuge auf Beanspruchung von Kunstbauten
- Aktive Unterstützung europäischer Forschungsprogramme.

Die oben erwähnten Ziele und Themen basieren auf den folgenden, bereits früher formulierten AGB-Forschungsschwerpunkten:

- Innovative Tragsysteme
- Innovative Baustoffe
- Dauerhaftere Baustoffe
- Dauerhaftere Kunstbauten.

Die AGB überprüft diese generell definierten Themen periodisch.

called ARAMIS, which also provides information concerning bridge research at the Swiss Federal Roads Authority. The Internet address is as follows: [www.aramis-research.ch](http://www.aramis-research.ch).

Applications for funding for bridge research may be submitted to the Swiss Federal Roads Authority, Bridge Research Workgroup, 3003 Bern. The necessary forms (research application form, ARAMIS form) may be downloaded from the following website: [www.rapp.ch/aktuell/download.html](http://www.rapp.ch/aktuell/download.html).

## Results of bridge research

The federal government has supported research in the area of roads since the 1950s, though the Swiss Federal Roads Authority has only been promoting its own bridge research since the mid-1980s.

The reasons for initiating bridge research at that time were as follows:

- It was becoming apparent that some of the oldest stretches of the motorway network were in need of maintenance/repair after 25 years of operation.

- The federal government began to contribute towards maintenance costs in 1985.

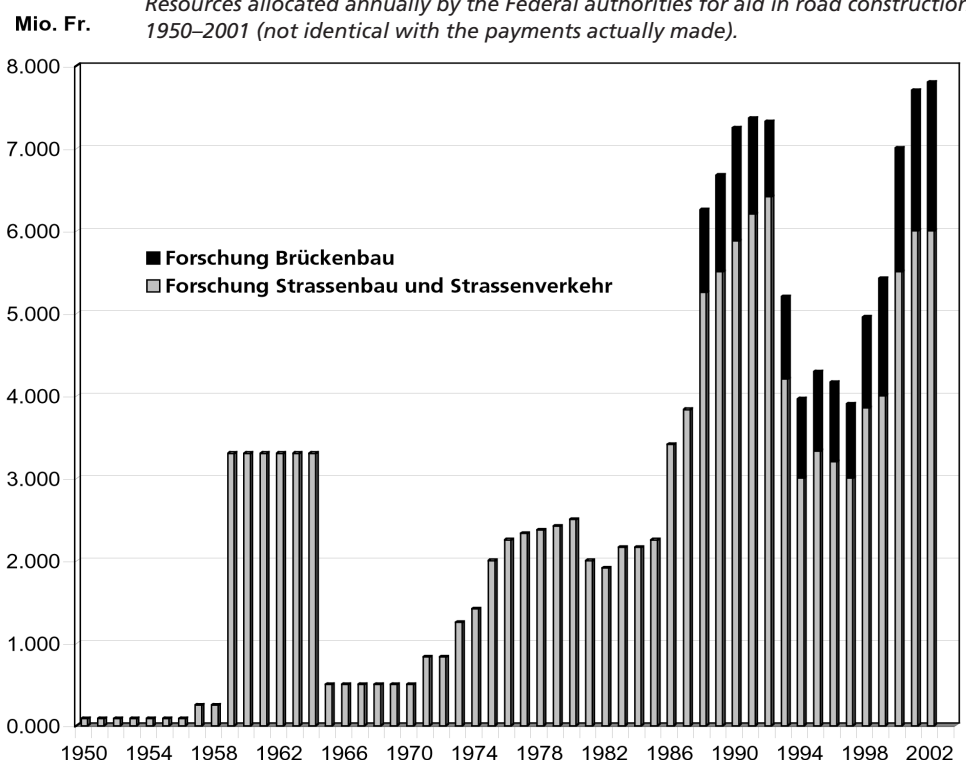
- There was a global lack of know-how concerning the maintenance of motorway structures.

During the first few years, the focus of research activities was thus on bridge maintenance. Then at the beginning of the 1990s, the research programme was expanded to include the construction of new bridges. The initial research work was completed in the late 1980s. To date, some 70 reports have been published, and there are currently more than 30 projects in progress.

The implementation of research findings calls for intensive efforts on the part of all involved players (Swiss Federal Roads Authority, Bridge Research Workgroup, support committees, researchers). The results of each research project are recorded in detailed reports that are circulated to specialists and interest groups, and may also be ordered from the following address: VSS, Seefeldstrasse 9, 8008 Zurich, Switzerland.

1

Jährlich zur Verfügung gestellte Mittel des Bundes für die Förderung im Strassenwesen 1950–2001 (nicht identisch mit den geleisteten Zahlungen). Resources allocated annually by the Federal authorities for aid in road construction, 1950–2001 (not identical with the payments actually made).



Davon ausgehend formuliert sie konkrete Einzelprojekte, die in das Mehrjahresprogramm Eingang finden, und sucht geeignete Auftragnehmer («Top-down»-Prinzip). Parallel dazu werden Kreditgesuche von Forschern gestellt. Diese Gesuche werden auf Grund der aktualisierten Ziele und Themen beurteilt («Bottom-up»-Prinzip).

### Schlussbemerkungen

Die Brückenforschung des ASTRA zeichnet sich durch ihre Orientierung an den Bedürfnissen der Praxis und durch ihre Kontinuität aus. In den letzten 15 Jahren hat sie massgeblich zur Verbesserung des Wissensstandes auf dem Gebiet des Brückenunterhaltes und auch des Neubaus beigetragen. Da die Schweiz, im Gegensatz zu den meisten anderen Ländern, über keine eigene Anstalt für Forschung im Strassenwesen verfügt, ist diese Möglichkeit einer gezielten Forschungsförderung von ganz besonderer Bedeutung für den schweizerischen Brückenbau.

*Specialists receive information about the publication of research reports via journals such as "Strasse und Verkehr / Roads and Traffic" (VSS) and "tec 21" (SIA). Summaries of all reports in the IDS (International Road Documentation) database and the federal government's ARAMIS Information System ensure that research findings reach a broad public. Results of research activities are also often reported at conferences and in articles in specialised journals. New findings are then put into practice, incorporated into standards and educational programmes, and are also implemented in pilot projects.*

### Current areas of research

*The following general objectives and priorities were specified in the Federal Research Commission's report on its strategy concept (February 1999):*

- Principles for the standardisation of motorway structures
- Further development of bridge construction
- Development of new construction materials
- Surface protection systems and structural systems

- Enhancement of planning, decision-making and cost-control procedures
- Optimisation of preservation measures and enhancement of long-term behaviour of structures
- Optimisation of traffic flow during construction work
- Noise prevention measures on bridges
- Action effects of 40-tonne vehicles on motorway structures
- Active support of European research programmes.

*The above-mentioned objectives and priorities are based on the following research priorities of the Bridge Research Workgroup that had already been formulated at an earlier date:*

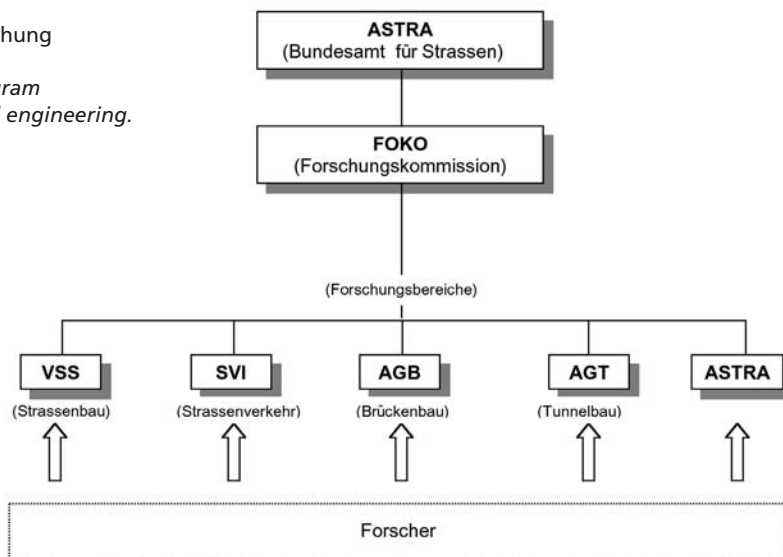
- Innovative support systems
- Innovative materials
- More durable materials
- More durable structures.

*The Bridge Research Workgroup periodically reviews these generally defined priorities, following which it defines specific projects and incorporates them into its long-term programme, and looks for suitable researchers (top-down principle). At the same time, it receives applications from researchers for the funding of projects, and assesses these on the basis of its current objectives and priorities (bottom-up principle).*

### Concluding remarks

*The Swiss Federal Roads Authority's activities in the area of bridge research are chiefly characterised by their orientation towards practical needs and their continuity. Over the past 15 years, we have made a significant contribution towards the improvement in the level of know-how in the areas of bridge maintenance and construction. Since, unlike most other countries, Switzerland does not have its own institution specialising in road research, this possibility of promoting specific areas of research is of enormous importance as far as Swiss bridge construction is concerned.*

2  
Organigramm Forschung im Strassenwesen.  
*Organisational diagram for research in road engineering.*



AGB: Arbeitsgruppe Brückenforschung  
 AGT: Arbeitsgruppe Tunnelforschung  
 SVI: Vereinigung Schweizerischer Verkehrsingenieure  
 VSS: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute

Verfasser/Author  
 Michel Donzel  
 dipl. Bauing. ETH  
 Bundesamt für Strassen (ASTRA)  
 CH-3003 Bern  
 michel.donzel@astra.admin.ch

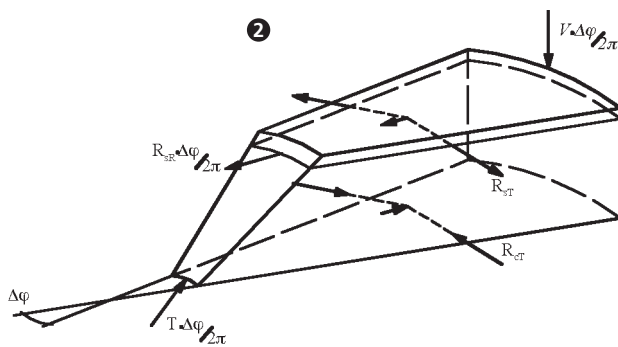
Stefano Guandalini, Olivier Burdet, Aurelio Muttoni



Exemple de pont-dalle précontraint.  
Example of prestressed slab bridge.

## Introduction

Les dalles précontraintes, développées d'abord pour le bâtiment, ont vu leur domaine d'application s'étendre aux portées plus grandes, et notamment aux ponts (figure 1). Le poinçonnement est un des modes de rupture qui contrôlent le dimensionnement et la vérification de telles structures. L'originalité de l'approche présentée dans cet article est de considérer l'interaction entre effort tranchant et flexion en utilisant un modèle physique (et non pas une résistance conventionnelle dans une section de contrôle) où la résistance de l'effort tranchant est fonction des déformations au voisinage de la colonne. Le modèle de calcul pour déterminer la résistance au poinçonnement inclut l'effet de la force de précontrainte et de l'épaisseur de la dalle (size effect).



Modèle de Kinnunen & Nylander [6].  
Model of Kinnunen & Nylander [6].

Il est applicable au cas des ponts-dalles précontraints, dans lesquels la géométrie, l'armature et la précontrainte ne sont pas axisymétriques. Le sujet du poinçonnement des dalles précontraintes, et particulièrement des dalles de ponts précontraintes, a fait l'objet de recherches récentes [1, 2, 3].

## Effets de la précontrainte sur le poinçonnement

Le premier effet de la précontrainte sur le poinçonnement est sans nul doute d'apporter un soulagement important de l'effort de poinçonnement au voisinage de la colonne grâce à la composante verticale du câble qui agit vers le haut et s'oppose directement à l'effort tranchant provenant du poids propre et des charges utiles. Les normes actuelles, et notamment la norme SIA 162 [4], prennent correctement en compte cet effet. La précontrainte a cependant un autre effet sur le phénomène du poinçonnement. L'introduction d'un effort normal dans la section a pour conséquence une diminution des déformations, correspondant à un changement d'inclinaison des fissures de poinçonnement, ce qui induit une seconde augmentation de la résistance au poinçonnement. Cet effet n'est pas considéré dans les normes suisses actuelles, mais est pris en compte dans le projet de nouvelle norme SIA 262 «Swisscodes» [5] qui considère le modèle présenté succinctement ci-dessous. Il permet de mieux comprendre l'action de la précontrainte sur le poinçonnement et de cerner l'importance relative des divers paramètres.

## Description du modèle

Le modèle proposé en 1960 par Kinnunen et Nylander [6] reste un des modèles physiques les plus utiles pour comprendre le comportement des dalles dans la zone de poinçonnement. (figure 2).

## Introduction

Initially developed for buildings, prestressed slabs have increasingly been applied to larger span ranges, notably to bridges (figure 1). Punching shear is one of the failure modes that control design and dimensioning of such structures.

The paper proposes an original approach that considers the interaction between punching shear and bending on the basis of a physical model in which the punching strength is a function of the deflections in the vicinity of the column. This is in contrast to using a conventional control perimeter and a nominal strength, as is usually the case for punching shear. The model used to calculate the punching strength includes the effect of the prestressing force and the slab thickness (size effect). It is applicable to prestressed slab bridges, in which the geometry and the amount of prestressing are not axi-symmetrical. The subject of punching of prestressed slabs, and in particular of punching of bridges slabs, has recently been investigated [1, 2, 3].

## Effects of prestressing on punching shear

The primary effect of prestressing on punching shear is to induce a diminution of the punching force in the vicinity of the column, thanks to the upward vertical component of the tendons that directly opposes the shearing force induced by self-weight and applied loads. Current day codes, as for example the Swiss SIA 162 [4], correctly account for that effect. Prestressing, however, has another effect on the phenomenon of punching. Namely, the introduction of a normal compressive force on the section results in a decrease of the deflections, that corresponds to a change in inclination of the punching cracks. This, in turn, induces a second increase in the punching strength. This ef-

Dans le cadre des travaux en cours à l'IS-BETON (EPFL), ce modèle a été repris et complété pour mieux tenir compte du comportement du béton en compression, de la participation du béton tendu au voisinage de la colonne et de l'orientation de l'armature [7]. En utilisant ce modèle, il est très simple de représenter le comportement charge-déformation de la partie de dalle soumise au poinçonnement (figure 4).

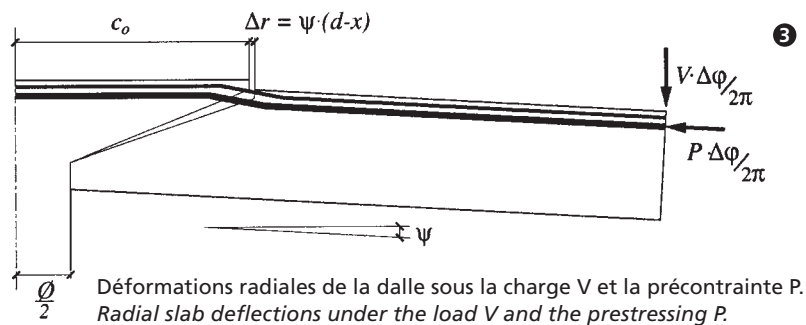
La résistance au poinçonnement dépend d'un certain nombre de paramètres, mais il a été montré [8] qu'elle dépend en grande partie de la rotation  $\psi$  de la dalle au voisinage de la colonne (figure 3). Sur cette base, un critère de rupture simple liant la résistance nominale au poinçonnement  $\tau_R$  à la rotation de la dalle peut être défini.

Le critère de rupture est représenté sous forme de la courbe en traitillé dans la figure 4. Il peut être appliqué à tout type de dalle sans armature de poinçonnement. La rupture par poinçonnement se produit sous une combinaison de contraintes  $\tau_R$  et de rotation  $\psi$ , à l'intersection du critère de rupture et du diagramme charge-rotation (courbe en trait plein de la figure 4).

L'effet de la précontrainte, représenté schématiquement à la figure 3 a également été introduit dans le modèle de comportement. Comme le montre la figure 4, l'augmentation de rigidité induite par l'effort normal de la précontrainte conduit à une augmentation de la résistance. L'effet de l'inclinaison du câble n'est pas inclus dans les résultats présentés ici, mais peut également être pris en compte. De même, il est possible de modéliser le comportement d'une dalle avec des portées fortement asymétriques, comme c'est souvent le cas des ponts-dalles, et disposant d'une armature et d'une précontrainte également non symétriques.

### Etudes paramétriques

La figure 5 montre l'influence importante de la composante d'ef-



fect is not taken into account in current Swiss codes, but it is included in the Eurocodes and in the forthcoming concrete code SIA 262 "Swisscodes" [5]. The model used in this latter code is based on the model presented hereafter. It allows to better understand the effect of prestressing on punching and to quantify the relative importance of the various parameters.

### Description of the model

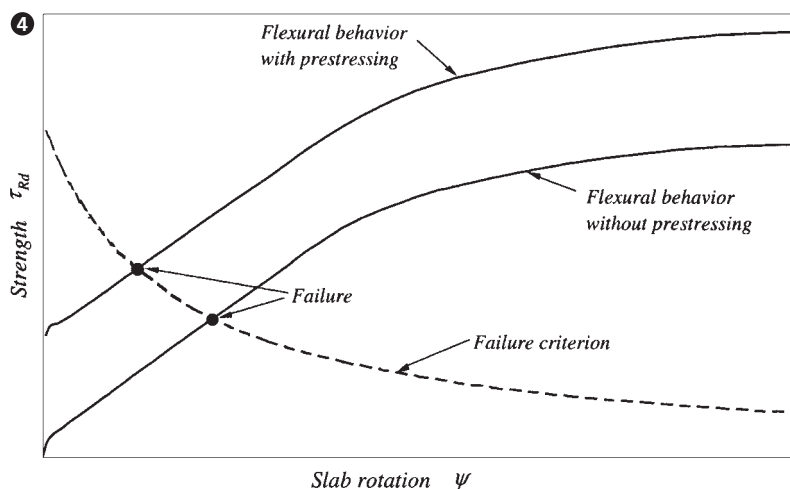
The model proposed in 1960 by Kinnunen and Nylander [6] remains one of the most useful physical models to help understand the behavior of slabs in the punching area (figure 2). As part of the research work currently under way at IS-BETON (EPFL), this model has been reworked and enhanced to better account for the behavior of concrete in compression, for tension stiffening in the vicinity of the column and for the layout of

reinforcement [7]. Applying this model, it is easy to calculate the load-deflection curve of a slab area subjected to punching (figure 4).

The punching strength depends of a number of parameters, but as shown in [8], it strongly depends on the rotation  $\psi$  in the vicinity of the column (figure 3). It is therefore sensible to define a simple failure criterion that relates the nominal shear strength  $\tau_R$  to the rotation of the slab.

The failure criterion represented as a dashed line in figure 4 can be applied to all kinds of slabs without punching reinforcement. Punching failure occurs under a combination of the shearing stress  $\tau_R$  and the rotation  $\psi$ , at the intersection of the failure criterion and load-deflection (solid line in figure 4) curves.

The effect of the prestressing shown schematically in figure 3 was introduced in the behavior



Comportement à la flexion avec et sans précontrainte.  
Flexural behavior with and without prestressing and failure criterion.

fort normal de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement. Même pour un niveau d'effort normal modeste, l'accroissement de résistance est significatif, et s'ajoute à l'effet (non considéré ici) de l'inclinaison du câble dans la section.

Il est intéressant de constater que, puisque cet effet est négligé dans les versions de normes suisses actuelles SIA 162 [4], cela signifie qu'une réserve de résistance importante existe potentiellement dans les ponts précontraints.

### Conclusions

L'effet positif de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement des dalles, et plus particulièrement des dalles de ponts, a été mis en évidence. L'effet favorable de la précontrainte est plus important que ne l'indique la version actuelle de la norme SIA 162, parce que l'effort normal de compression agissant sur la section est négligé. Le modèle en cours de développement à l'EPFL permet de prendre en compte cet effet, ainsi que les configurations de portées, d'armature et de précontrainte non symétriques.

model. As figure 4 shows, the stiffness increase induced by the compression force from the prestressing leads to an increase in strength. The effect of the inclination of the cable is not included in the results presented here, but can also be introduced in the model. The behavior of strongly unsymmetrical punching areas with very different spans in various directions can be modeled. This often occurs in slab bridges, in which both passive and active reinforcement are strongly nonsymmetrical.

### Parametric studies

Figure 5 shows the strong influence of the compressive force induced by the prestressing on the punching strength. Even for a relatively modest level of compressive stress, the increase in strength is significant, and adds to the effect of the inclination of the cable (not considered here).

It is interesting to emphasize that, because this effect is neglected in current Swiss design codes (SIA 162 [4]), a potentially important strength reserve is available.

### Conclusions

The favorable effect of prestressing on the punching strength of slabs, and particularly of slab bridges, has been shown. This effect is more important than shown by the current version of the Swiss code SIA 162, which does not account for the normal compressive force acting on the section. The model under development at EPFL illustrates this effect, as well as the influence of non-symmetrical span, reinforcement and prestressing configurations.

#### Auteurs/Authors

Stefano Guandalini  
ing. civil dipl. EPF  
EPFL  
CH-1015 Lausanne  
stefano.guandalini@epfl.ch

#### Olivier Burdet

Dr. ès sc. techn., ing. civil dipl. EPF  
EPFL  
CH-1015 Lausanne  
olivier.burdet@epfl.ch

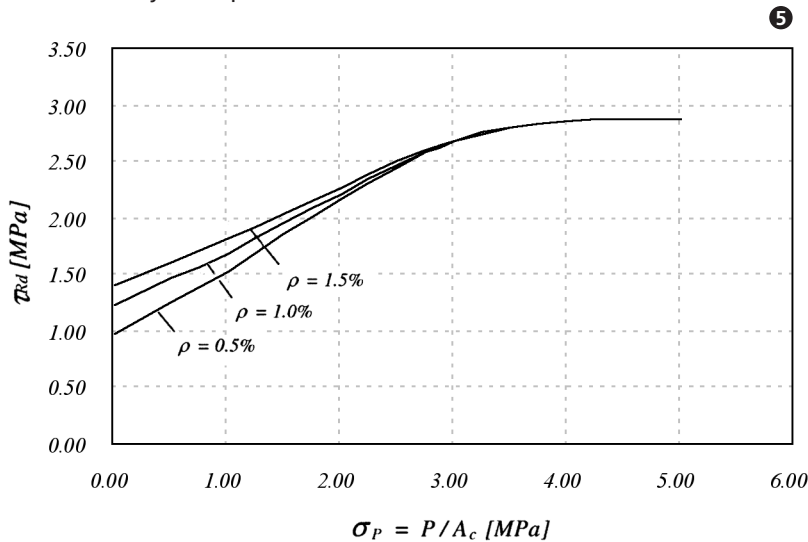
#### Aurelio Muttoni

Prof., Dr. ès sc. techn., ing. civil dipl. EPF  
EPFL  
CH-1015 Lausanne  
aurelio.muttoni@epfl.ch

EPFL – Swiss Federal Institute of Technology,  
CH-1015 Lausanne, Switzerland

#### Références/References

- [1] P.E. Regan; Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges, Engineering Structures Research Group, Polytechnic of Central London, 230 pages, London, UK, 1983.
- [2] H. Sundquist; Punching of Bridge Slabs with a Special Reference to Non-Symmetrical Moment Distribution, Non-Eccentric Column Load and Scale Effect, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs, pp. 375–386, Stockholm, Sweden, 2000.
- [3] G. Hassanzadeh, H. Sundquist; Strengthening of Bridge Slabs on Columns, Nordic concrete research, 12 pages, Stockholm, Sweden, 2000.
- [4] SIA 162; Ouvrages en béton, Société suisse des Ingénieurs et des Architectes – Norme, Vol. 162, Zurich, Switzerland, 1993.
- [5] SIA 262; Betonbauten, SIA, 76 pp., Zurich, Switzerland, 2002.
- [6] S. Kinnunen, H. Nylander; Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement, Transactions of the Royal Institute of Technology, N. 158, 112 p, Stockholm, Sweden, 1960.
- [7] S. Guandalini, A. Muttoni, O. Burdet; Evaluation des règles de poinçonnement de la norme SIA 262, rapport interne, Lausanne, Switzerland, to be published, 2002.
- [8] A. Muttoni, J. Schwartz; Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement, IABSE Colloquium, Vol. 62, pp. 703–708, Stuttgart, Germany, 1991.



Influence de la précontrainte et du taux d'armature sur la résistance au poinçonnement.

Influence of the amount of prestressing and reinforcement ratio on punching strength.

Colonne/Column:  $\varnothing_{colonne} = 1,0\text{ m}$   
Dalle/Slab:  $h_{dalle} = 1,0\text{ m}$   
 $d = 0,85\text{ m}$   
 $\varnothing_{dalle} = 10\text{ m}$

Matériaux/Materials:  $f_c = 38\text{ MPa}$   
 $\gamma_c = 1,5$   
 $\gamma_s = 1,15$

Résistance/Strength:

$\tau_{rd}$ : effort tranchant sur un périmètre de poinçonnement à  $d/2$  de la colonne

$\tau_{rd}$ : shearing stress on a punching perimeter at  $d/2$  from the column

5

Peter Marti, Nebojša Mojsilović, Stephen J. Foster

### Einleitung

Für ebene Spannungszustände in Stahlbetonkörpern hat sich eine Bemessungsmethode für den nominellen Bruchzustand eingebürgert, die auf der Plastizitätstheorie beruht [1–6]. Die aufgebrachten Spannungen werden in äquivalente Spannungen im Beton und in der Bewehrung aufgespalten, welche innerhalb der entsprechenden Festigkeitsgrenzen liegen müssen. Mit dem vorliegenden Beitrag wird diese Bemessungsmethode auf den Fall räumlicher Spannungszustände in Betonkörpern ausgedehnt, welche in drei zueinander orthogonalen Richtungen bewehrt sind.

### Aufgebrachte Spannungen

Unter Verwendung eines rechtshändigen, kartesischen Koordinatensystems mit den Achsen  $x$ ,  $y$  und  $z$  lässt sich der Spannungszustand in einem Körperpunkt mit dem Spannungstensor (1) beschreiben. Die darin auftretenden Normal- und Schubspannungskomponenten sind an dem in Bild 1 dargestellten Einheits-element eingetragen. Bei den Schubspannungskomponenten  $\tau_{ij}$  bezeichnet der erste Index die Richtung, in der die Spannung wirkt, und der zweite Index steht für die Normalenrichtung des Flächenelements, auf welches die Spannung wirkt. Der Spannungstensor ist symmetrisch, d. h. es gilt (2).

Die in den Richtungen  $x$ ,  $y$  und  $z$  wirkenden Normalspannungen werden mit  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  und  $\sigma_z$  bezeichnet. Generell werden Spannungskomponenten positiv gerechnet, wenn sie an einem Flächenelement mit positiver bzw. negativer äusserer Normalenrichtung in positiver bzw. negativer Achsenrichtung wirken; negativ sind sie dann, wenn sie an einem Flächenelement mit positiver bzw. negativer äusserer Normalenrichtung in negativer bzw. positiver Achsenrichtung wirken.

### Introduction

The ultimate limit state design of reinforced concrete elements subjected to plane stress states is commonly based on the theory of plasticity [1–6]. The applied stresses are replaced by equivalent stresses in the concrete and in the reinforcement, and appropriate strength criteria are used for the two materials. The present paper extends this dimensioning method to general stress states in concrete solids reinforced in three orthogonal directions.

### Applied stresses

Using a Cartesian coordinate system with axes  $x$ ,  $y$  and  $z$  the stress state at a point is characterised by

the stress tensor (1). The tensor components are identified in figure 1. For the shear stress components  $\tau_{ij}$  the first index refers to the stress direction and the second index indicates the normal direction of the surface element on which the stress is acting. According to (2) the stress tensor is symmetric. Normal stresses acting in  $x$ ,  $y$  and  $z$  direction are denoted by  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  and  $\sigma_z$ , respectively. Generally, stress components are considered to be positive if they act in a positive (negative) direction on an element with positive (negative) normal direction; they are negative if they act in a positive (negative) direction on an element with negative (positive) normal direction.

$$(1) \quad \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

$$(2) \quad \tau_{ij} = \tau_{ji}$$

$$(3) \quad \begin{Bmatrix} t_x \\ t_y \\ t_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} \quad (n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1)$$

$$(4) \quad \sigma = t_x n_x + t_y n_y + t_z n_z$$

$$(5) \quad \tau = \sqrt{t_x^2 + t_y^2 + t_z^2 - \sigma^2}$$

$$(6) \quad \sigma^3 - I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma - I_3 = 0$$

$$(7) \quad \begin{aligned} I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ I_2 &= \sigma_x \sigma_y + \sigma_x \sigma_z + \sigma_y \sigma_z - \tau_{xy}^2 - \tau_{xz}^2 - \tau_{yz}^2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3 \\ I_3 &= \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\tau_{xy} \tau_{xz} \tau_{yz} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{xz}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \end{aligned}$$

$$(8) \quad n_{ix} = \frac{-c_{iy}c_{iz}}{\sqrt{c_{ix}^2c_{iy}^2 + c_{ix}^2c_{iz}^2 + c_{iy}^2c_{iz}^2}} \dots \quad [c_{ix} = (\sigma_x - \sigma_i)\tau_{yz} - \tau_{xy}\tau_{xz}, \dots]$$



Betrachtet man gemäss Bild 2 ein Flächenelement mit Einheitsnormalenvektor  $\mathbf{n}$ , so wirkt auf dieses die elementare Kraft (3), die in die Normalspannung (4) und die Schubspannung (5) aufgeteilt werden kann.

Die Frage nach Richtungen, für welche  $\tau$  verschwindet, d. h.  $\mathbf{t} = \sigma \mathbf{n}$ , führt zur charakteristischen Gleichung (6) mit den Invarianten (7). Die Lösungen  $\sigma = \sigma_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) der Gleichung (6) sind die Hauptspannungen, und die entsprechenden Hauptrichtungen folgen aus (8), wobei Punkte zyklisches Vertauschen der Indizes andeuten.

## Äquivalente Spannungen in Beton und Bewehrung

Bezeichnen  $x, y$  und  $z$  die Bewehrungsrichtungen, so lassen sich die Spannungen gemäss (9) in äquivalente Spannungen im Beton und in der Bewehrung aufspalten.

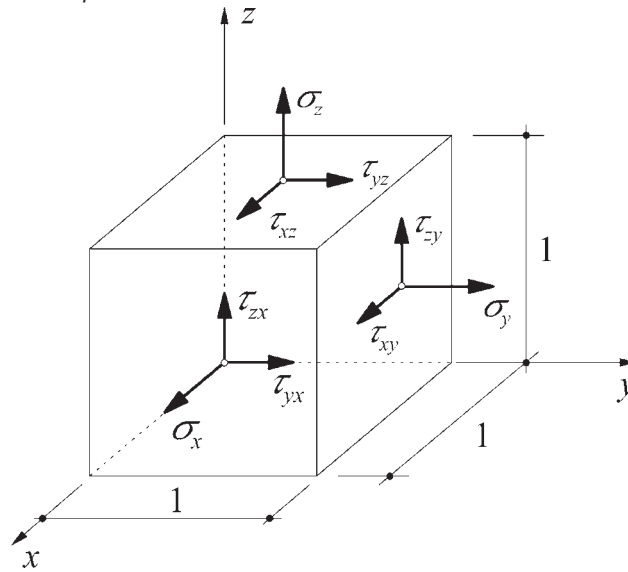
Die mit dem Index  $s$  bezeichneten äquivalenten Spannungen in der Bewehrung sind durch (10) beschränkt. Dabei stehen  $f_{yj}$  und  $\rho_j$  für die Fließgrenze und den auf die Bruttoquerschnittsfläche bezogenen geometrischen Bewehrungsgehalt in der Richtung  $j = x, y, z$ .

Die mit dem Index  $c$  bezeichneten äquivalenten Spannungen im Beton sollen den in Bild 3 dargestellten Bedingungen (11) genügen. Die erste Relation (11) entspricht einer Coulombschen Bedingung mit einem Winkel der inneren Reibung von  $\tan^{-1}(3/4) \approx 36,9^\circ$ . Mit der zweiten Relation (11) werden Betonzugspannungen ausgeschlossen.  $f_c$  bezeichnet die einachsige Betondruckfestigkeit.

Ordnet man die Hauptspannungen im Beton gemäss  $\sigma_{ci} \geq \sigma_{cj} \geq \sigma_{ck}$ , so lässt sich (11) durch (12) ersetzen. Im Raum der Hauptspannungen ergibt sich die in Bild 4 dargestellte Grenzfläche.

Nebenbei sei bemerkt, dass die äquivalenten Spannungen im Beton wie jene in der Bewehrung auf Bruttoquerschnittsflächen bezogen sind. Infolge der Bewehrung sind die Nettoquerschnitts-

1 Spannungskomponenten.  
Stress components.



Considering a surface element with unit normal vector  $\mathbf{n}$  there is an elementary force  $\mathbf{t}$  given by (3) which can be decomposed into the normal and shear stresses given by (4) and (5), respectively, see figure 2.

Considering directions  $\mathbf{n}$  for which  $\tau = 0$ , i. e.  $\mathbf{t} = \sigma \mathbf{n}$ , the characteristic equation (6) with the invariants (7) is obtained. The solutions  $\sigma = \sigma_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) of Eq. (6) are the principal stresses; their directions  $\mathbf{n}_i$  ( $n_{ix}^2 + n_{iy}^2 + n_{iz}^2 = 1$ ) can be determined from (8).

## Equivalent stresses in concrete and reinforcement

The applied stresses can be replaced by equivalent stresses in the concrete (index  $c$ ) and in the reinforcement (index  $s$ ) which is assumed to be placed in the  $x, y$  and  $z$  direction, cf. (9).

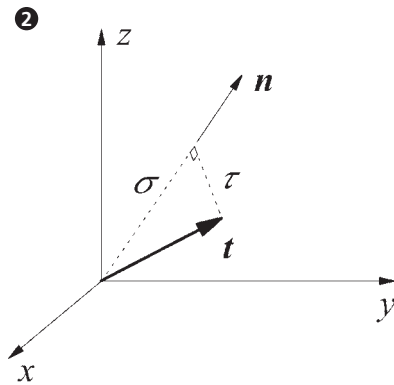
The equivalent reinforcement stresses are limited by (10) where  $\rho_j$  and  $f_{yj}$  denote the geometrical reinforcement ratios (referring to gross cross sections) and the yield strengths of the reinforcements in the directions  $j = x, y, z$ .

$$(9) \quad \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{cx} + \sigma_{sx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{cy} + \sigma_{sy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{cz} + \sigma_{sz} \end{bmatrix}$$

$$(10) \quad |\sigma_{sj}| \leq \rho_j f_{yj}$$

$$(11) \quad 3\sigma_c + 4|\tau_c| \leq f_c, \quad \sigma_c \leq 0$$

$$(12) \quad -\sigma_{ck} + 4\sigma_{ci} \leq f_c, \quad \sigma_{ci} \leq 0$$



Spannungen am Element mit Einheitsnormalenvektor  $n$ .  
Stresses acting on element with unit normal vector  $n$ .

flächen etwas kleiner als die Bruttoquerschnittsflächen und dementsprechend die Beträge der effektiven Betonspannungen etwas grösser als jene der äquivalenten Betonspannungen. Wegen der relativ geringen Bewehrungsgehalte wird dieser Effekt jedoch vernachlässigt.

Die im Folgenden verwendeten Invarianten des Betonspannungstensors sind durch (13) gegeben.

### Dimensionierung der Bewehrung

#### Allgemeines Verfahren

Ordnet man die äquivalenten Betonhauptspannungen derart, dass  $\sigma_{c1} \geq \sigma_{c2} \geq \sigma_{c3}$  ist, so gilt nach der zweiten Relation (12) im Grenzfall  $\sigma_{c1} = 0$  und somit  $I_{c3} = 0$ , d. h. (14). Durch zyklisches Vertauschen der Indizes können zwei analoge Bedingungen aufgestellt werden,

die aber nichts Neues liefern. Für gegebene  $\sigma_{sz}$  resultieren aus (14) Hyperbeln in der Ebene  $\sigma_{sx}, \sigma_{sy}$ , siehe Bild 5.

Die Bedingung (14) stellt sicher, dass der Spannungsbildpunkt in Bild 4 in der Ebene  $\sigma_{c2}, \sigma_{c3}$  liegt. Um sicherzustellen, dass er innerhalb des Quadrats OABC liegt, sind zwei weitere Bedingungen zu beachten. Für die Grenze OA gilt  $\sigma_{c2} \leq 0$  und somit (15). Für den Grenzfall des einachsigen Beton-druckspannungszustandes ( $\sigma_{c1} = \sigma_{c2} = 0$ ) gilt (16).

Für die Grenze AB gilt  $\sigma_{c3} \geq -f_c$  und somit (17).

Für jedes angenommene oder z.B. infolge konstruktiver Bedingungen gegebene  $\sigma_{sz}$  kann  $\sigma_{sy}$  bzw.  $\sigma_{sx}$  gemäss Bild 5 durch Annahme von  $\sigma_{sx}$  bzw.  $\sigma_{sy}$  aus (14) ermittelt werden. Die Zulässigkeit der so gefundenen Dimensionierung ist durch Einsetzen in (15) und (17) zu kontrollieren.

#### Optimale Bewehrung

Beschränkt man sich auf positive  $\sigma_{sj}$  und gilt  $f_{yj} = f_y = \text{konstant}$ , so wird der Gesamtbewehrungsgehalt  $\rho_x + \rho_y + \rho_z$  gemäss (10) und der ersten Gleichung (13) minimal, wenn  $I_{c1}$  ein Maximum annimmt. Für ein gegebenes  $\sigma_{sz}$  entspricht dies dem Punkt A in Bild 5. Somit ist für maximales  $I_{c1}$  die Summe (18) zu minimieren, was durch Nullsetzen der Ableitung dieses Ausdrucks nach  $\sigma_{sz} - \sigma_z$  zur Bedingung (19) führt. Das Vorzei-

The equivalent concrete stresses have to satisfy (11), i. e. a modified Coulomb criterion with a friction angle of  $\tan^{-1}(3/4) \approx 36.9^\circ$  and a zero tension cut-off, see figure 3. The uniaxial compressive strength of concrete is denoted by  $f_c$ . In principal concrete stresses ( $\sigma_{ci} \geq \sigma_{cj} \geq \sigma_{ck}$ ) Eq. (11) can be expressed by (12) and the limit surface shown in figure 4 is obtained.

Similar to the equivalent reinforcement stresses the equivalent concrete stresses are referring to gross cross sections. Hence the magnitude of the effective concrete stresses is slightly greater than that of the equivalent concrete stresses. However, since the reinforcement ratios are relatively small, this effect can be neglected. The invariants of the concrete stress tensor are given by (13).

### Dimensioning of reinforcement

#### General procedure

Adopting the convention  $\sigma_{c1} \geq \sigma_{c2} \geq \sigma_{c3}$  the second relation (12) provides the limit  $\sigma_{c1} = 0$ , i. e.  $I_{c3} = 0$ , which results in (14). For any  $\sigma_{sz} = \text{constant}$  (14) plots as a hyperbola, see figure 5.

According to (14) the stress point in figure 4 lies in the plane  $\sigma_{c2}, \sigma_{c3}$ . In order to restrict it to the square area OABC two additional constraints must be introduced. Boundary OA requires  $\sigma_{c2} \leq 0$  and hence (15). The limiting case of uniaxial concrete compressive

(13)

$$I_{c1} = I_1 - (\sigma_{sx} + \sigma_{sy} + \sigma_{sz})$$

$$I_{c2} = (\sigma_{sx} - \sigma_x)(\sigma_{sy} - \sigma_y) + (\sigma_{sx} - \sigma_x)(\sigma_{sz} - \sigma_z) + (\sigma_{sy} - \sigma_y)(\sigma_{sz} - \sigma_z) - \tau_{xy}^2 - \tau_{xz}^2 - \tau_{yz}^2$$

$$I_{c3} = -(\sigma_{sx} - \sigma_x)(\sigma_{sy} - \sigma_y)(\sigma_{sz} - \sigma_z) + 2\tau_{xy}\tau_{xz}\tau_{yz} + (\sigma_{sx} - \sigma_x)\tau_{yz}^2 + (\sigma_{sy} - \sigma_y)\tau_{xz}^2 + (\sigma_{sz} - \sigma_z)\tau_{xy}^2$$

(14)

$$\left( \sigma_{sx} - \sigma_x - \frac{\tau_{xz}^2}{\sigma_{sz} - \sigma_z} \right) \left( \sigma_{sy} - \sigma_y - \frac{\tau_{yz}^2}{\sigma_{sz} - \sigma_z} \right) = \left( \tau_{xy} + \frac{\tau_{xz}\tau_{yz}}{\sigma_{sz} - \sigma_z} \right)^2$$

(15)

$$I_{c2} \geq 0$$

(16)

$$\sigma_{sx} = \sigma_x - \frac{\tau_{xy}\tau_{xz}}{\tau_{yz}}, \quad \sigma_{sy} = \sigma_y - \frac{\tau_{xy}\tau_{yz}}{\tau_{xz}}, \quad \sigma_{sz} = \sigma_z - \frac{\tau_{xz}\tau_{yz}}{\tau_{xy}}$$

(17)

$$I_{c2} + I_{c1}f_c + f_c^2 \geq 0$$

chen im Absolutausdruck rechts in (19) ist derart zu wählen, dass die Summe (18) minimal wird. Im Lösungspunkt gelten die zu (19) analogen Ausdrücke (20).

### Beispiel

#### Aufgebrachte Spannungen

Gegeben sei der Spannungstensor (21).

Aus (6), (7) und (21) folgen die Hauptspannungen  $\sigma_1 = 8,28$  MPa,  $\sigma_2 = 4,32$  MPa und  $\sigma_3 = -7,60$  MPa. (8) bringt  $n_{1x} = 0,688$ ,  $n_{1y} = 0,270$ ,  $n_{1z} = -0,674$ ;  $n_{2x} = 0,419$ ,  $n_{2y} = 0,610$ ,  $n_{2z} = 0,672$ ;  $n_{3x} = 0,593$ ,  $n_{3y} = -0,745$ ,  $n_{3z} = 0,306$ .

#### Optimale Bewehrung

Aus (19) folgt mit positivem Vorzeichen im Absolutausdruck  $\sigma_{sz} - \sigma_z = 2$  MPa, und die Summe (18) beträgt 16 MPa. Mit negativem Vorzeichen ergibt sich  $\sigma_{sz} - \sigma_z = 6$  MPa, und die Summe (18) beträgt  $56/3$  MPa  $> 16$  MPa, d.h., das positive Vorzeichen ist massgebend. Wie man sich leicht überzeugt, gilt in den Absolutausdrücken rechts in (20) das negative Vorzeichen, d. h.  $\sigma_{sx} - \sigma_x = 10$  MPa und  $\sigma_{sy} - \sigma_y = 4$  MPa. Die Bedingung (15) ist erfüllt:  $l_{c2} = 12$  (MPa)<sup>2</sup>  $> 0$ . Aus (17) folgt mit  $l_{c1} = -16$  MPa die Bedingung  $f_c \geq -\sigma_{c3} = 15,21$  MPa, und aus  $l_{c1} = \sigma_{c2} + \sigma_{c3}$  ergibt sich  $\sigma_{c2} = -0,79$  MPa.

Mit dem Betonspannungstensor (22) erhält man gemäss (8)  $n_{c1x} = n_{c1y} = -n_{c1z} = 1/\sqrt{3}$ ;  $n_{c2x} = 0,099$ ,  $n_{c2y} = 0,653$ ,  $n_{c2z} = 0,751$ ;  $n_{c3x} = 0,810$ ,  $n_{c3y} = -0,491$ ,  $n_{c3z} = 0,320$ .

Der Umlagerungswinkel (23) zwischen den Hauptzugrichtungen ( $i = 1$ ) des Tensors der aufgebrachten Spannungen und des Betonspannungstensors beträgt  $\delta_1 = 19,6^\circ$ , jener zwischen den Hauptdruckrichtungen ( $i = 3$ )  $\delta_3 = 19,3^\circ$  und jener zwischen den mittleren Hauptrichtungen ( $i = 2$ )  $\delta_2 = 19,1^\circ$ , siehe Bild 6.

#### Einachsiger

#### Betondruckspannungszustand

(16) liefert  $\sigma_{sx} = 14$  MPa,  $\sigma_{sy} = 1$  MPa und  $\sigma_{sz} = 19/3$  MPa, mithin  $l_{c1} = \sigma_{c3} = -49/3$  MPa  $\geq -f_c$ . Aus (8) erhält man  $n_{c3x} = 6/7$ ,  $n_{c3y} = -3/7$ ,  $n_{c3z} = 2/7$ , und mit (23) folgt  $\delta_3 =$

$23,8^\circ$ . Die zu  $n_{c3}$  orthogonale Ebene schliesst mit den Hauptrichtungen 1 und 2 der aufgebrachten Spannungen Winkel von  $\delta_1 = 16,3^\circ$  bzw.  $\delta_2 = 16,8^\circ$  ein.

Im Vergleich zur optimalen Bewehrung ist der Bewehrungsaufwand ( $\rho_x + \rho_y + \rho_z$ ) um 1,6% grösser. Der Umlagerungswinkel  $\delta_3$  ist um  $4,5^\circ$  grösser, hingegen sind  $\delta_1$  und  $\delta_2$  um  $3,3^\circ$  bzw.  $2,3^\circ$  kleiner.

#### Minimaler

#### Betondruckfestigkeitsbedarf

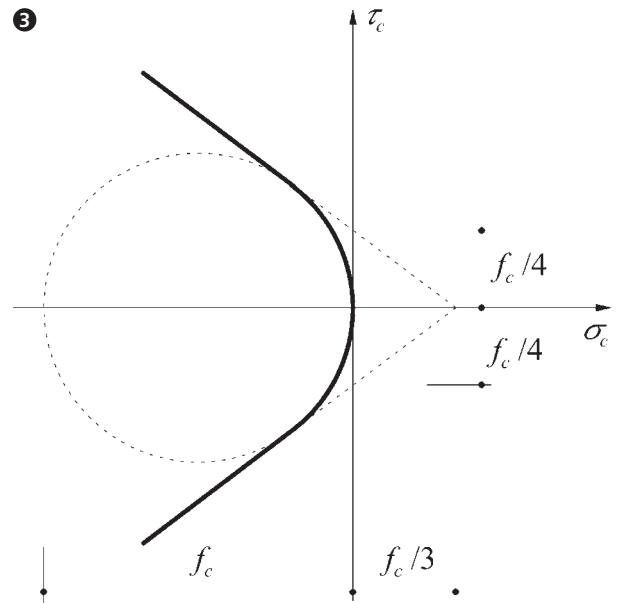
Die in (21) enthaltenen und in Bild 1 dargestellten Schubspannungskomponenten resultieren in Schubspannungen  $\tau_x = 7,21$  MPa,  $\tau_y = 6,32$  MPa und  $\tau_z = 4,47$  MPa an den zu den Achsen  $x$ ,  $y$  und  $z$  normalen Flächenelementen. Die Betondruckfestigkeit  $f_c$  muss mindestens dem Zweifachen des grössten dieser Beträge entsprechen, d.h.  $f_c \geq 14,42$  MPa. Dieser Grenzfall wird erreicht für  $\sigma_{cx} = \sigma_x - \sigma_{sx} = -\tau_x = \sigma_{c3}/2 = -7,21$  MPa, d.h.  $\sigma_{sx} = 9,21$  MPa. Mit (14) und den beiden ersten Gleichungen (13) findet man  $\sigma_{c2} = -2,88$  MPa,  $\sigma_{sy} = 3,88$  MPa und  $\sigma_{sz} = 9,21$  MPa. (8) liefert  $n_{c1x} = 0,707$ ,  $n_{c1y} = 0,588$ ,  $n_{c1z} = -0,392$ ;  $n_{c2x} = 0$ ,  $n_{c2y} = 0,555$ ,  $n_{c2z} = 0,832$ ;  $n_{c3x} = 0,707$ ,  $n_{c3y} = -0,588$ ,  $n_{c3z} = 0,392$ . Aus (23) folgt  $\delta_1 = 24,6^\circ$ ,  $\delta_2 = 26,1^\circ$ ,  $\delta_3 = 12,2^\circ$ .

Im Vergleich zur optimalen Bewehrung ist der Bewehrungsaufwand um 6,2% grösser.  $\delta_1$  und  $\delta_2$  sind um  $5^\circ$  bzw.  $7^\circ$  grösser, hingegen ist  $\delta_3$  um  $7,1^\circ$  kleiner.

$$(18) \quad \frac{\tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2}{\sigma_{sz} - \sigma_z} + 2 \left| \tau_{xy} + \frac{\tau_{xz}\tau_{yz}}{\sigma_{sz} - \sigma_z} \right| + \sigma_{sz} - \sigma_z$$

$$(20) \quad \sigma_{sx} = \sigma_x + \left| \tau_{xy} \pm \tau_{xz} \right|, \quad \sigma_{sy} = \sigma_y + \left| \tau_{xy} \pm \tau_{yz} \right|$$

$$(22) \quad \begin{bmatrix} -10 & 6 & -4 \\ 6 & -4 & 2 \\ -4 & 2 & -2 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$



Modifizierte Fließbedingung von Coulomb. Modified Coulomb yield criterion.

stresses ( $\sigma_{c1} = \sigma_{c2} = 0$ ) is characterised by (16). Boundary AB requires  $\sigma_{c3} \geq -f_c$  resulting in (17).

For any assumed or given  $\sigma_{sz}$  (14) allows to determine  $\sigma_{sy}$  ( $\sigma_{sx}$ ) for any assumed  $\sigma_{sx}$  ( $\sigma_{sy}$ ). Using (15) and (17) the admissibility of the dimensioning can be checked.

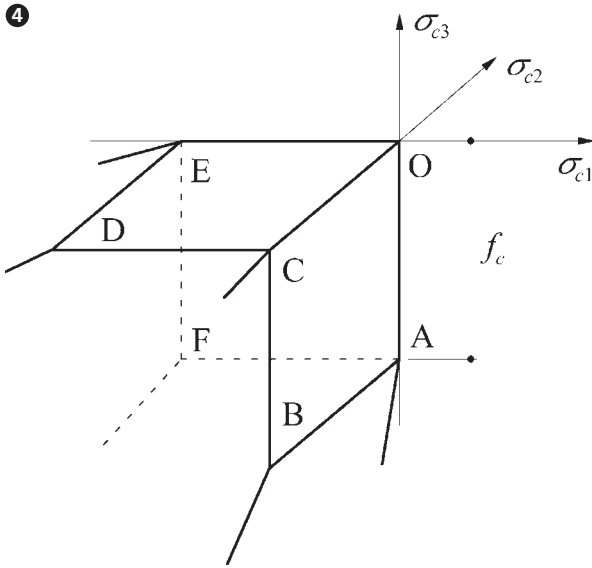
#### Optimum reinforcement

Considering only positive  $\sigma_{sj}$  and assuming  $f_{yj} = f_y = \text{constant}$ , the total reinforcement ratio  $\rho_x + \rho_y + \rho_z$  is minimised for maximum  $l_{c1}$ , cf. (10) and (13). This corresponds to point A in figure 5. In order for  $l_{c1}$  to be a maximum the sum (18) must be minimised, resulting in

$$(19) \quad \sigma_{sz} = \sigma_z + \left| \tau_{xz} \pm \tau_{yz} \right|$$

$$(21) \quad \begin{bmatrix} 2 & 6 & -4 \\ 6 & -2 & 2 \\ -4 & 2 & 5 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

$$(23) \quad \delta_i = \cos^{-1} \left| n_{ix}n_{cix} + n_{iy}n_{ciy} + n_{iz}n_{ciz} \right|$$



4 Modifizierte Fließbedingung von Coulomb im Raum der Betonhauptspannungen.  
Modified Coulomb yield criterion in space of principal concrete stresses.

### Schlussbemerkungen

Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf ebene Druckspannungszustände im Beton (Seitenfläche OABC in Bild 4).

Im Allgemeinen können zwei Größen (z.B.  $\sigma_{sy}$  und  $\sigma_{sz}$ ) innerhalb der durch (15) und (17) gegebenen Grenzen frei gewählt werden. Die dritte Grösse (z.B.  $\sigma_{sx}$ ) folgt dann aus (14).

Die für das Beispiel diskutierten Lösungen entsprechen drei speziellen Fällen aus einer zweifach unendlichen Vielfalt möglicher Lösungen.

Für ebene Spannungszustände ( $\tau_{xz} = \tau_{yz} = \sigma_z = 0$ ) führen die hier angegebenen Beziehungen zu den bekannten Dimensionierungsregeln und Fließbedingungen [1–6].

### Dank

Der vorliegende Beitrag entstand aufgrund einer Anregung des drittgenannten Autors während seines Aufenthalts als Gastprofessor am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich im Wintersemester 2001/2002. ●

(19). The sign within the absolute term on the right hand side of (19) must be chosen such that the sum (18) is minimised. Similar to (19) the requirements (20) are found for minimum  $\rho_x + \rho_y + \rho_z$ .

### Example

#### Applied stresses

Consider the stress tensor (21). (6), (7) and (21) result in  $\sigma_1 = 8.28$  MPa,  $\sigma_2 = 4.32$  MPa,  $\sigma_3 = -7.60$  MPa. (8) yields  $n_{1x} = 0.688$ ,  $n_{1y} = 0.270$ ,  $n_{1z} = -0.674$ ;  $n_{2x} = 0.419$ ,  $n_{2y} = 0.610$ ,  $n_{2z} = 0.672$ ;  $n_{3x} = 0.593$ ,  $n_{3y} = -0.745$ ,  $n_{3z} = 0.306$ .

#### Optimum reinforcement

Assuming a positive sign within the absolute term on the right hand side (19) results in  $\sigma_{sz} - \sigma_z = 2$  MPa and the sum (18) amounts to 16 MPa. Assuming a negative sign one gets  $\sigma_{sz} - \sigma_z = 6$  MPa and the sum (18) amounts to 56/3 MPa > 16 MPa, i. e. the positive sign governs. Similarly, negative signs are found to govern in (20) and hence  $\sigma_{sx} - \sigma_x = 10$  MPa and  $\sigma_{sy} - \sigma_y = 4$  MPa.

(15) is satisfied:  $I_2 = 12$  (MPa)<sup>2</sup> > 0. Using  $I_1 = -16$  MPa Eq. (17) results in  $f_c \geq -\sigma_3 = 15.21$  MPa and from  $I_1 = \sigma_{c2} + \sigma_{c3}$  one gets  $\sigma_{c2} = -0.79$  MPa. Considering the concrete stress tensor (22) Eq. (8) results in  $n_{c1x} = n_{c1y} = -n_{c1z} = 1/\sqrt{3}$ ;  $n_{c2x} = 0.099$ ,  $n_{c2y} =$

$0.653$ ,  $n_{c2z} = 0.751$ ;  $n_{c3x} = 0.810$ ,  $n_{c3y} = -0.491$ ,  $n_{c3z} = 0.320$ .

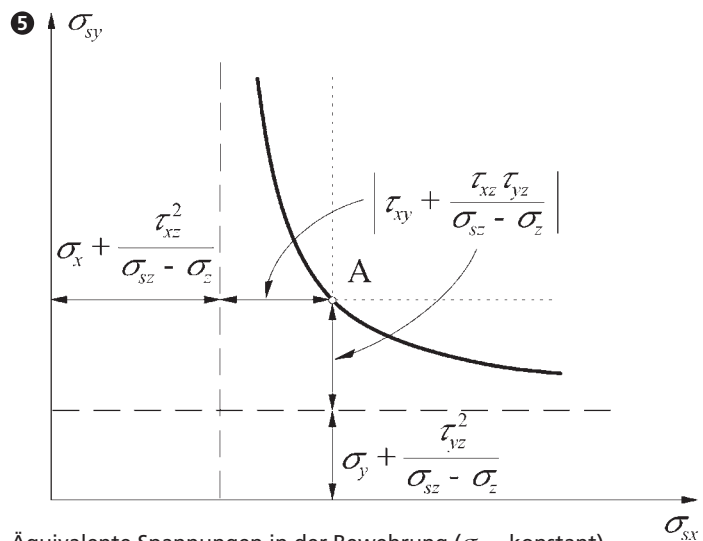
The principal directions of the applied stresses and those of the equivalent concrete stresses enclose angles  $\delta_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) given by (23), i. e.  $\delta_1 = 19.6^\circ$ ,  $\delta_2 = 19.1^\circ$ ,  $\delta_3 = 19.3^\circ$ , see figure 6.

#### Uniaxial concrete compressive stresses

(16) results in  $\sigma_{sx} = 14$  MPa,  $\sigma_{sy} = 1$  MPa and  $\sigma_{sz} = 19/3$  MPa, i.e.  $I_{c1} = \sigma_{c3} = -49/3$  MPa  $\geq -f_c$ . (8) yields  $n_{c3x} = 6/7$ ,  $n_{c3y} = -3/7$ ,  $n_{c3z} = 2/7$  and from (23) one gets  $\delta_3 = 23.8^\circ$ . The plane orthogonal to  $n_{c3}$  and the principal directions 1 and 2 of the applied stresses enclose angles of  $\delta_1 = 16.3^\circ$ , and  $\delta_2 = 16.8^\circ$ , respectively. Compared to the optimum reinforcement the sum  $\rho_x + \rho_y + \rho_z$  is increased by 1.6%.  $\delta_3$  is increased by 4.5° but  $\delta_1$  and  $\delta_2$  are decreased by 3.3° and 2.3°, respectively.

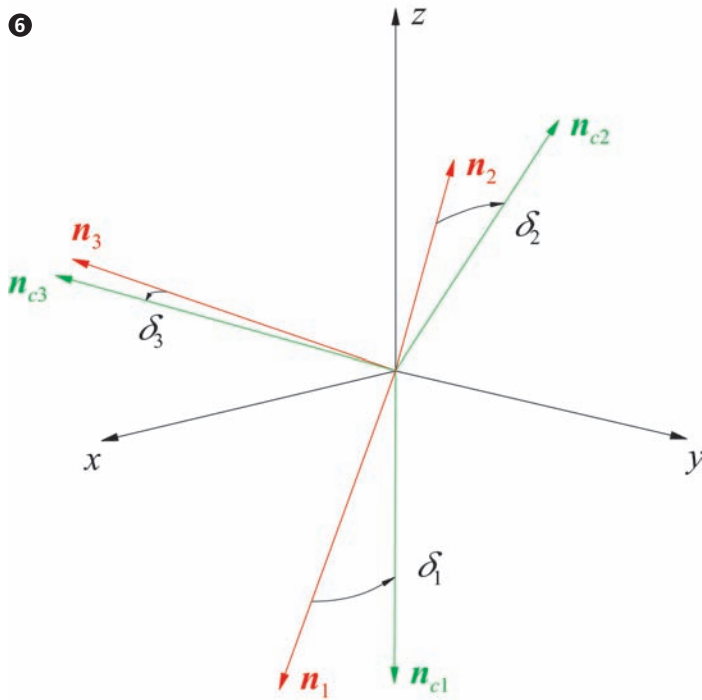
#### Minimum required compressive strength of concrete

The shear stress components contained in (21) and shown in figure 1 result in the shear stresses  $\tau_x = 7,21$  MPa,  $\tau_y = 6,32$  MPa and  $\tau_z = 4,47$  MPa acting on the surface elements normal to the axes  $x, y$  and  $z$ , respectively. The concrete compressive strength  $f_c$  cannot be smaller than twice the maximum



Äquivalente Spannungen in der Bewehrung ( $\sigma_{sz} = \text{konstant}$ ).  
Equivalent stresses in reinforcement ( $\sigma_{sz} = \text{konstant}$ ).

6



Hauptrichtungen der aufgebrauchten Spannungen und der äquivalenten Betonspannungen.

Principal directions of applied stresses and equivalent concrete stresses.

of these amounts, i. e.  $f_c \geq 14.42$  MPa. At the limit we get  $\sigma_{\alpha} = \sigma_x - \sigma_{sx} = -\tau_x = \sigma_{c3}/2 = -7.21$  MPa, i.e.  $\sigma_{sx} = 9.21$  MPa. (14) and the first two equations (13) result in  $\sigma_{c2} = -2.88$  MPa,  $\sigma_{sy} = 3.88$  MPa and  $\sigma_{sz} = 9.21$  MPa. (8) yields  $n_{c1x} = 0.707$ ,  $n_{c1y} = 0.588$ ,  $n_{c1z} = -0.392$ ;  $n_{c2x} = 0$ ,  $n_{c2y} = 0.555$ ,  $n_{c2z} = 0.832$ ;  $n_{c3x} = 0.707$ ,  $n_{c3y} = -0.588$ ,  $n_{c3z} = 0.392$ . From (23) one obtains  $\delta_1 = 24.6^\circ$ ,  $\delta_2 = 26.1^\circ$  and  $\delta_3 = 12.2^\circ$ .

Compared to the optimum reinforcement the sum  $\rho_x + \rho_y + \rho_z$  is increased by 6.2%.  $\delta_1$  and  $\delta_2$  are increased by  $5^\circ$  and  $7^\circ$ , respectively, whereas  $\delta_3$  is decreased by  $7.1^\circ$ .

### Concluding remarks

The present discussion is restricted to plane compressive stress states in the concrete (area OABC in figure 4).

In general, two parameters (e.g.  $\sigma_{sy}$  and  $\sigma_{sz}$ ) can be freely chosen

within the limits given by (15) and (17). Then, the third parameter (e.g.  $\sigma_{sx}$ ) can be determined from (14).

The solutions given for the example problem correspond to three special cases of a twofold infinite number of possible solutions.

For plane applied stress states ( $\tau_{xz} = \tau_{yz} = \sigma_z = 0$ ) the relationships given in this paper result in the well-known dimensioning rules and yield criteria [1–6].

### Acknowledgement

The present paper is based on an idea of the third author presented during his stay as a guest professor at the Institute of Structural Engineering of the ETH, Zurich, Switzerland, in the winter semester 2001/2002. ●

### Verfasser/Authors

Dr. Peter Marti, Professor,  
Institute of Structural Engineering,  
Swiss Federal Institute of Technology, ETH,  
CH-8093 Zurich, Switzerland,  
marti@ibk.baug.ethz.ch

Dr. Nebojša Mojsilović, Research Associate,  
Institute of Structural Engineering,  
Swiss Federal Institute of Technology, ETH,  
CH-8093 Zurich, Switzerland,  
mojsilovic@ibk.baug.ethz.ch

Dr. Stephen J. Foster, Associate Professor,  
School of Civil and  
Environmental Engineering,  
The University of New South Wales, UNSW,  
Sydney, 2052, Australia,  
stephenf@civil.civeng.unsw.edu.au

### Referenzen/References

- [1] M.P. Nielsen; Yield Conditions for Reinforced Concrete Shells in the Membrane State, I.A.S.S. Symposium 'Non-Classical Shell Problems,' Warsaw, 2–5 September, 1963, Proceedings, pp. 1030–1040.
- [2] M.P. Nielsen; On the Strength of Reinforced Concrete Discs, Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series No. 70, Copenhagen, 1971, 261 pp.
- [3] P. Müller; Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und -balken, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 83, Juli 1978, 160 pp.
- [4] C.T. Morley; Yield Criteria for Elements of Reinforced Concrete Slabs, IABSE Colloquium 'Plasticity in Reinforced Concrete,' Copenhagen, 21–23 May, 1979, IABSE Reports Vol. 28, pp. 35–47.
- [5] P. Marti; Plastic Analysis of Reinforced Concrete Shear Walls, IABSE Colloquium 'Plasticity in Reinforced Concrete,' Copenhagen, 21–23 May, 1979, IABSE Reports Vol. 28, pp. 51–69.
- [6] P. Marti; Dimensioning and Detailing, IABSE Colloquium 'Structural Concrete,' Stuttgart, 10–12 April, 1991, IABSE Reports Vol. 62, pp. 411–443.

Stefan Köppel, Thomas Vogel

### Einleitung

Die Erhaltung bestehender Bauwerke macht bereits heute einen grossen Teil der Bautätigkeit aus und wird in Zukunft noch an Bedeutung gewinnen. Kenntnisse zum aktuellen Zustand der vorhandenen Bausubstanz sind erforderlich, um über die Notwendigkeit und die Art von Erhaltungsmaßnahmen zu entscheiden. Damit Schäden im Bauwerksinnern erkannt werden können, ohne das Tragwerk dabei zu schwächen, werden zerstörungsfreie Prüfverfahren benötigt.

Die Schallemissionsanalyse (SEA) ist ein Verfahren, welches seit längerer Zeit erfolgreich zur Prüfung von Werkstoffen wie Stahl oder Kunststoff angewendet wird. Es ermöglicht die Detektion und Analyse von Schädigungsvorgängen im Innern eines Bauteils. Obwohl das Verfahren auch für die Zustandsbeurteilung von Stahlbetontragwerken vielversprechend ist, beschränken sich die wenigen bisherigen Erfahrungen in diesem Bereich auf einfache qualitative Analyseverfahren, welche die Möglichkeiten der SEA und der modernen Datenverarbeitungstechnik nicht ausschöpfen.

Ziel der laufenden Forschung am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich ist es, die Möglichkeiten und Grenzen der SEA zur Zustandserfassung von Stahlbetontragwerken zu beurteilen und neue Anwendungsgebiete zu erschliessen. Zu diesem Zweck wurden Experimente durchgeführt, in denen verschiedene Versuchskörper aus Stahlbeton mechanisch belastet und die dabei entstandenen Schallemissionen (SE) aufgezeichnet wurden. Durch die Anwendung verschiedener Analyseverfahren wurde untersucht, ob und unter welchen Voraussetzungen diese Aufschluss geben über Vorgänge im Innern der Prüfkörper. Besonderes Gewicht wurde dabei auf die Beurteilung von Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Verfahren gelegt.

### Prinzip der Schallemissionsanalyse

SE sind elastische Wellen, die bei der spontanen Freisetzung von Energie in einem Festkörper entstehen, zum Beispiel durch plötzliche Verschiebungen bei Rissbildung. Sie breiten sich im Werkstoff aus und können an der Oberfläche mit Sensoren in elek-

### Introduction

The preservation of structures currently comprises a major part of construction activity and will gain further importance in the future. In order to decide on the required maintenance or rehabilitation work, a structure's actual condition must first be reliably assessed. To detect hidden damage without harming the structure, non-destructive testing methods are needed.

Acoustic emission (AE) analysis is a testing method which has in the past been used successfully in the testing of materials such as steel and composites. It allows the detection and characterization of damage processes within a structure. It also appears to be a promising method for the condition assessment of reinforced concrete structures, however, limited experience exists for applications. Previous work has concentrated on the application of basic, qualitative analysis procedures, which do not exhaust the possibilities of AE analysis and of modern day data processing methods.

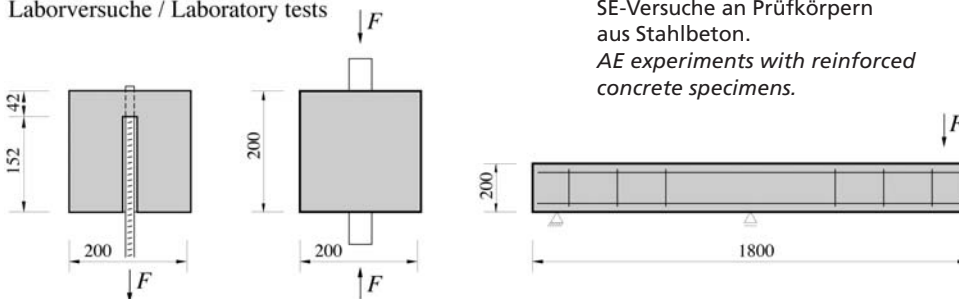
Research carried out at the Institute of Structural Engineering (IBK) of ETH Zurich aims at investigating the possibilities and limitations of AE analysis for the condition assessment of reinforced concrete structures. For this purpose experiments on various reinforced concrete specimens were carried out. AE detected during the mechanical loading of these specimens were recorded. Subsequently, different analysis procedures were applied to judge whether and under what circumstances they yield information regarding damage processes. Emphasis was put on the accuracy and reliability of the findings.

### Principles of AE

AE is the spontaneous release of energy in a stressed solid, for example resulting from internal cracking. It propagates through

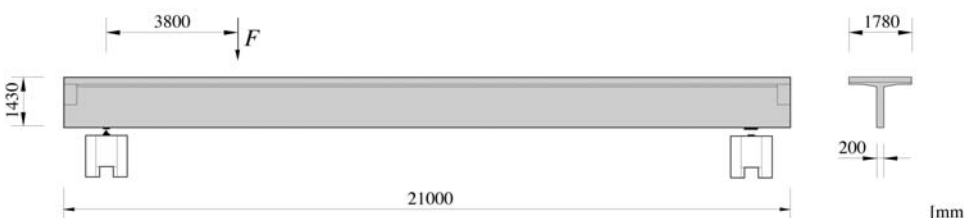
1

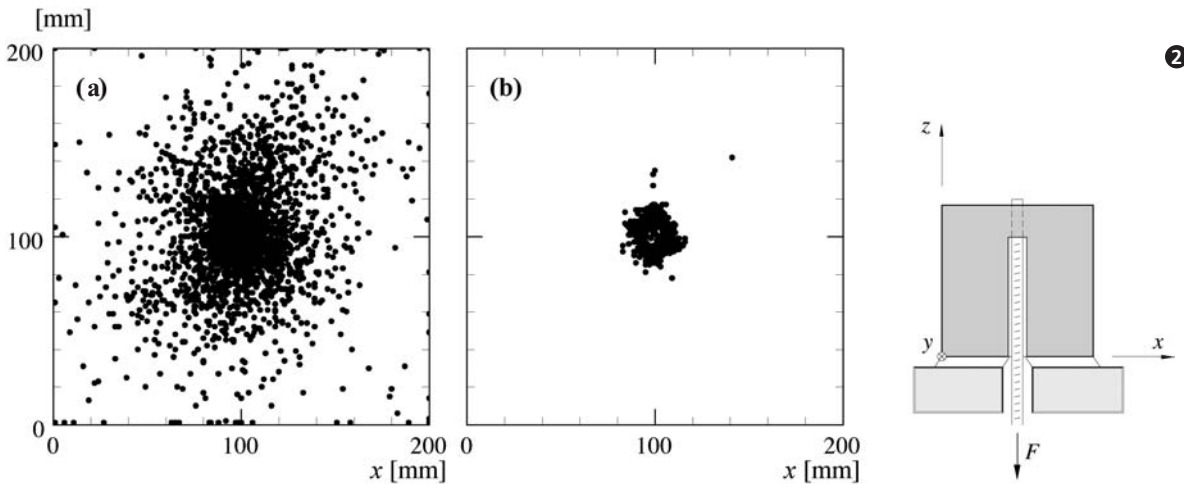
Laborversuche / Laboratory tests



SE-Versuche an Prüfkörpern aus Stahlbeton.  
AE experiments with reinforced concrete specimens.

Grossversuch / Large scale test





Ortungsergebnisse eines Ausziehversuchs; (a) alle 3639 SE-Ereignisse, (b) jene 25% davon, welche eine hohe rechnerische Genauigkeit aufweisen.

Localization results obtained during a pull-out test; (a) all 3639 AE events, (b) AE events with a high theoretical accuracy.

trische Signale umgewandelt und anschließend in einem Messgerät gespeichert werden. Das Ziel der SEA besteht darin, durch die sofortige oder nachträgliche Analyse der aufgezeichneten SE Rückschlüsse auf deren Ursache und damit auf Vorgänge im Innern des untersuchten Bauteils zu ziehen. Je nach Fragestellung kommen unterschiedliche Mess- und Analyseverfahren zum Einsatz, welche beispielsweise die Beurteilung, ob und mit welcher Intensität SE auftreten, oder die Lokalisierung und Charakterisierung einzelner SE-Quellen ermöglichen.

## Versuche

Mittels Versuchen wurde das SE-Verhalten von Prüfkörpern aus Beton und Stahlbeton bei ihrer mechanischen Belastung untersucht. Die Prüfkörper wurden jeweils in mehreren Schritten bis zum Bruch belastet. Versuchskörper und Versuchsanordnung wurden so gewählt, dass die zum Versagen führenden Schädigungsmechanismen sowie wenn möglich ihre ungefähre räumliche Lage im Voraus bekannt oder kontrollierbar waren. Dadurch konnten die Resultate verschiedener SE-Verfahren im Hinblick auf ihre Plausibilität beurteilt werden. Bild 1 zeigt eine Zusammenstellung der durchgeführten Auszieh-, Spaltzug- und Dreipunktbiegeversuche zur Untersuchung von SE bezüglich Verbundentfer-

the material as an elastic wave, can be transformed into an electric signal by surface mounted sensors and can be subsequently stored in a data acquisition unit. AE analysis aims at investigating the processes within the structure that caused the AE. Different measurement and analysis procedures have to be applied to investigate the intensity of AE occurrence, to determine the source locations and to characterize source mechanisms.

## Experiments

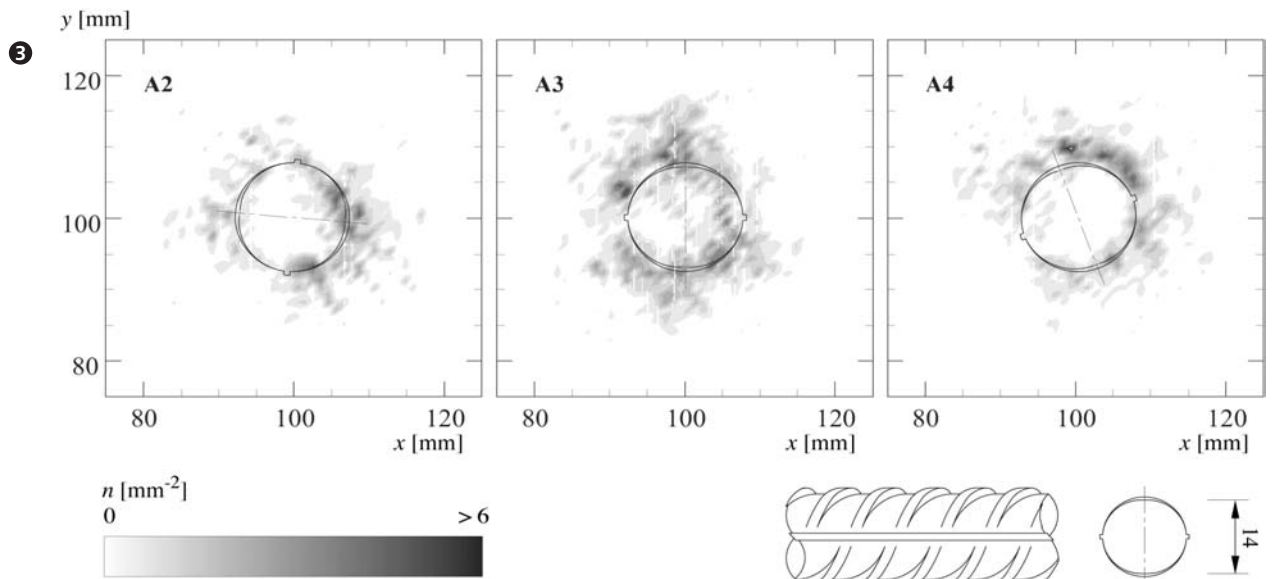
Experiments were carried out to study the AE behavior of concrete specimens subjected to mechanical loading. Load was increased in several steps up to failure. Specimens and the experimental setups were chosen such that the failure mechanisms as well as their approximate locations were known in advance or were at least in some way verifiable. This allowed the different AE analysis procedures to be judged regarding the plausibility of their results. Figure 1 shows the geometry of the pull-out, double punch and three-point bending tests, carried out to examine AE due to bond deterioration, tension, bending and shear respectively.

A large scale test was carried out on a pretensioned girder, taken from a 30 years old bridge [1]. Laboratory specimens were cast with normal density concrete using

330 kg/m<sup>3</sup> of Portland cement and a water-cement ratio of 0.47. Reinforcement consisted of hot rolled steel Topar S500. The AE measuring system AMSY4 by Vallen GmbH was used to acquire AE data during the tests. Eight channels with broadband (50 – 250 kHz) piezoelectric transducers were used simultaneously [2].

## Qualitative analysis

The signal rate, i.e. the sum of all AE occurring over a certain time, reflects the intensity of the damage progress in the loaded specimen. The amplitude or energy of a certain AE bears information on the kinetic energy emitted by the fracture process. Depending on the signal attenuation in the material and the sensitivity of the measuring equipment, however, AE are only partially recorded. Thus signal rate and signal energy can only provide qualitative information. Assuming unchanged measuring conditions, the development – not the absolute values – of these parameters can be used to describe the progress of damage. For this reason corresponding analysis methods are applied for long-term monitoring or for the routine testing of large numbers of identical structures under defined conditions. The use of qualitative analysis for the nondestructive condition assessment of reinforced concrete structures, the aim of this research project, does



Ortungsergebnisse dreier Ausziehversuche A2 bis A4, als Dichteverteilung  $n(x, y)$  dargestellt; Vergrößerung des Verbundbereichs.  
*Localization results obtained during three pull-out tests A2 through A4, plotted as density functions  $n(x, y)$ ; enlargement of the bond area.*

stigung, Zug sowie Biegung bzw. Schub.

Der Grossversuch erfolgte an einem vorgespannten Träger, welcher dank dem Ersatz einer 30-jährigen Brücke zur Verfügung stand [1]. Für die Laborversuche wurde Beton mit einem Zementgehalt von  $330 \text{ kg/m}^3$  und einem W/Z-Wert von 0,47 verwendet. Die Bewehrung bestand aus Stahl Topar S500. Zur Erfassung der SE während der Versuche wurde ein achtkanaliges Schallemissionsmessgerät (AMSY4, Vallen GmbH) eingesetzt. Die verwendeten Piezo-Sensoren waren breitbandig im Bereich zwischen 50 und 250 kHz. Neben den SE wurden auch Kraft- und Weggrößen kontinuierlich aufgezeichnet [2].

### Qualitative Analysen

Die Signalarate, d.h. die Summe der pro Zeiteinheit auftretenden SE, widerspiegelt die Intensität des Schädigungsfortschritts im belasteten Versuchskörper. Die Amplitude oder die Energie der einzelnen SE gibt Auskunft über die beim entsprechenden Bruchprozess freigesetzte kinetische Energie. Abhängig von der Signaldämpfung im Werkstoff und der Empfindlichkeit der Messapparatur, wird aber immer nur ein Teil der auftretenden SE erfasst, so-

dass sowohl die Signalarate als auch die Signalenergie lediglich qualitative Angaben liefern können. Gleich bleibende Bedingungen vorausgesetzt, gibt die Entwicklung – nicht die absoluten Werte – diesen Grössen Aufschluss über den charakteristischen Schädigungsverlauf. Entsprechende Analyseverfahren werden daher bei Langzeitüberwachungen oder auch zur Routineprüfung immer gleicher Bauteile eingesetzt. Eine Anwendung zur zerstörungsfreien Zustandserfassung von Stahlbetontragwerken, wie sie im Rahmen dieser Forschung angestrebt wird, erscheint wenig Erfolg versprechend. Hierzu sind quantitative und zuverlässige Angaben über Herkunft und Charakteristik einzelner SE, welche während einer Probelastung entstehen, notwendig.

### Ortung

Die Ortung einzelner SE erfolgt anhand der Laufzeitdifferenzen zwischen der SE-Quelle und den verschiedenen Sensoren. Dabei wird die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Prüfkörper als konstant vorausgesetzt. Werden mehr als vier Sensoren eingesetzt, so ist die Ortung überbestimmt und entspricht einer Ausgleichsrechnung, womit neben der

not seem promising. Therefore quantitative and reliable information on the origin and the characteristics of AE, occurring during test loading, are required.

### Localization

Localization of AE events is based on the differences in the propagation time between the AE source and different sensors. The wave velocity in the material must be known and is assumed to be constant within the specimen. With the use of more than four sensors the localization can be done redundantly and the source location as well as its theoretical accuracy can be determined by a least squares algorithm. Knowledge of the theoretical accuracy is important to judge the reliability of the localization result. Localization errors result from the reinforced concrete being not as homogeneous as assumed – especially in the cracked state – and from the fact that signal arrival times can only be determined with a limited accuracy, which depends on the signal quality.

The theoretical accuracy proved to be a reliable criteria to discard localization results that are not plausible and obviously wrong. As an example figure 2 shows the localization results of all AE re-



Quelllage auch deren rechnerische Genauigkeit angegeben werden kann. Die Angabe der rechnerischen Genauigkeit ist notwendig, damit die Zuverlässigkeit des Ortungsergebnisses beurteilt werden kann. Ortungsfehler ergeben sich, weil einerseits der Werkstoff Stahlbeton – insbesondere in gerissenem Zustand – nicht dem zugrunde liegenden homogenen Ausbreitungsmedium entspricht und weil andererseits die Bestimmung der Ankunftszeit eines Signals aus der aufgezeichneten Wellenform mit einer Ungenauigkeit behaftet ist, welche von der Signalqualität abhängt.

In den Versuchen erwies sich die rechnerische Genauigkeit als zuverlässiges Kriterium zur Ausschcheidung unplausibler, offensichtlich falscher Ortungsergebnisse. Als Beispiel zeigt Bild 2 die während eines Ausziehversuchs georteten SE. Aufgrund des beobachteten Versagens durch Ausziehen des einbetonierten Bewehrungsstabes wurden nur SE infolge Verbundschädigung erwartet. Während die Gesamtheit aller 3639 SE trotzdem über den ganzen Prüfkörper verteilt ist, konzentrieren sich jene etwa 25% davon, welche mit einer rechnerischen Ungenauigkeit von unter 5 mm geortet wurden, auf den Verbundbereich und erscheinen somit plausibel. Ein deutlich geringerer Anteil an rechnerisch genauen und plausiblen Ortungsergebnissen wurde in den Biegeversuchen und im Grossversuch erzielt. Hier führten die grösseren Probekörperabmessungen und die inhomogene Wellenausbreitung infolge bestehender Risse dazu, dass lediglich etwa 5 bis 10% der SE rechnerisch genau geortet werden konnten. Diese stimmten jedoch gut mit beobachteten Rissen überein und entstanden wohl bei deren Öffnung. Je nach Prüfbedingungen – Prüfkörperabmessungen, Störgeräusche usw. – erlaubt die SEA, zumindest einen gewissen Anteil der aufgezeichneten SE zuverlässig zu orten. Das stellt eine Vor-

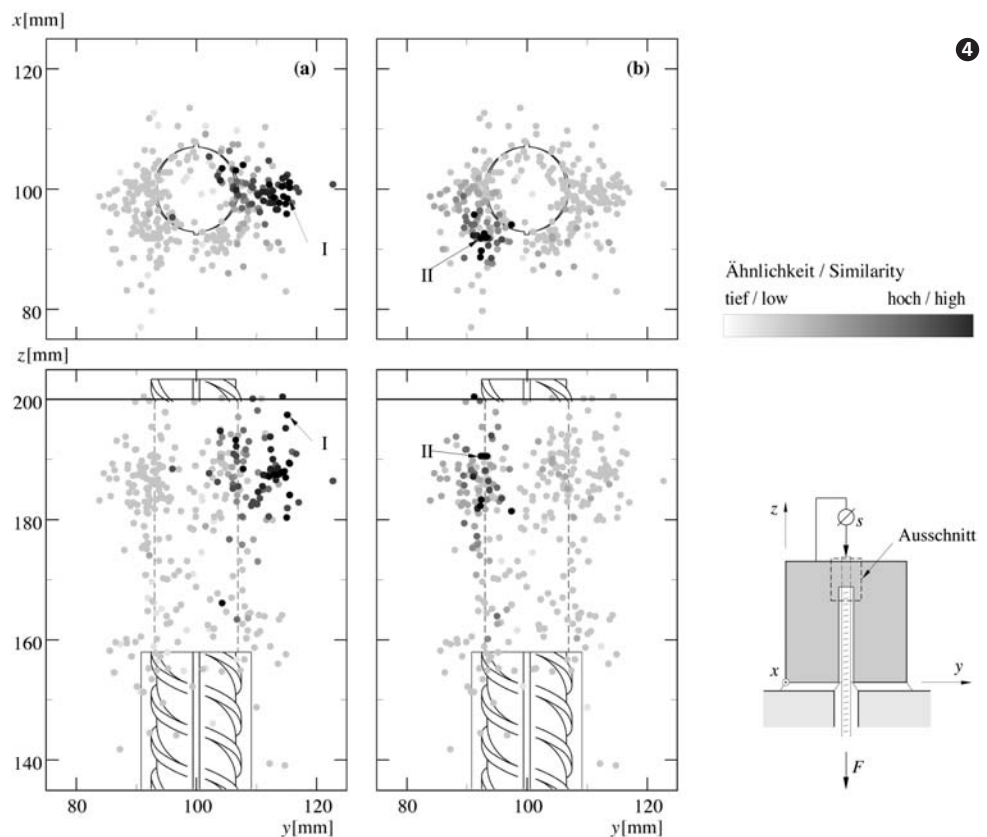
corded during a pull out test. Considering that during this test failure occurred due to debonding, AE was expected to originate from the bond area only. The 3639 recorded AE events were, however, distributed throughout the specimen. Approximately 25% of the AE events had a high theoretical accuracy (standard deviation < 5mm) and these were concentrated in the bond region and therefore seemed plausible. During the bending tests and especially during the large scale test the number of plausible results was significantly lower. Here the large specimen size and the inhomogeneities due to existing cracks resulted in the fact that only 5 to 10% of all AE events could be localized accurately. These corresponded well with visible cracks. Depending on test conditions – specimen size, background noise etc. – AE analysis can accurately localize at least a certain amount of

AE events. This represents a prerequisite for a quantitative source characterization.

At the same time localization results also provide the opportunity to spot AE active zones within the specimen. In light of the large amount of data, the impression conveyed by the results depends strongly on their presentation. The representation of AE localization results as density functions rather than as single dots is suitable. The inaccuracy of individual results can this way be neutralized. Figure 3 shows the AE events from three different pull-out tests that were reliably localized as density functions. In this plot the orientations of the ribs on the reinforcing bar are clearly visible. With the automatization of the localization process, the selection of reliable results and the generation of plots in real time, AE analysis could be further developed to be a directly imaging technique.

Ähnlichkeit von SE-Ereignissen (Wellenformen) eines Ausziehversuchs zu zwei unterschiedlichen Referenzereignissen I und II.

Similarity of AE events (waveforms) of a pull-out test to two different reference events I and II.



aussetzung dar, um diese in einem weiteren Schritt quantitativ zu analysieren und so ihre Ursprungsmechanismen zu ergründen. Gleichzeitig bieten die Ortungsergebnisse aber auch die Möglichkeit, SE-aktive Bereiche zu erkennen. Angesichts der grossen Datenmengen hängt die Aussagekraft der Resultate von deren Visualisierung ab. Die Darstellung georteter SE nicht als einzelne Punkte, sondern als Dichtefunktion hat sich dabei als geeignet erwiesen. Die Ungenauigkeiten einzelner Ortungsergebnisse treten so in den Hintergrund. Bild 3 zeigt die zuverlässig georteten SE dreier Ausziehversuche als Dichtefunktionen. Dabei ist deutlich die Orientierung der Rippen der einbetonierten Bewehrungsstäbe erkennbar. Mit einer weiteren Automatisierung der Ortung, der Auswahl zuverlässiger Resultate und der Generierung von Darstellungen in Echtzeit, liesse sich die SEA zu einem unmittelbar bildgebenden Verfahren weiterentwickeln.

### Wellenformanalyse

Mit der Analyse der aufgezeichneten Wellenformen sollen Informationen über die Art der verursachenden SE-Quelle gewonnen werden. Das Ziel besteht darin, Störgeräusche von «echten» SE oder beispielsweise Reibungsgeräusche von solchen aus Rissentstehung zu unterscheiden. Die Wellenformen – diskrete Zeitsignale mit einer Länge von einigen 100ms – stellen eine Überlagerung von Einflüssen aus der SE-Quelle, der Ausbreitung im Werkstoff sowie dem Messvorgang dar. Damit eine Charakterisierung der SE-Quelle anhand der aufgezeichneten Wellenform möglich ist, müssen die Einflüsse der Ausbreitung und der Messung berücksichtigt werden. Dass dem so ist, zeigt Bild 4. Hier wurden die Wellenformen von 335 SE-Ereignissen aus einem Ausziehversuch mit zwei zufällig gewählten Referenzereignissen I und II verglichen. Die Ähnlichkeit der Wellenformen wurde mit einer Spektralanalyse bestimmt und ist im Dia-

gramm als Grauton dargestellt. Ähnliche (dunkel dargestellte) SE-Ereignisse stammen jeweils aus der unmittelbaren Umgebung des Referenzereignisses, mit dem sie verglichen werden, unähnliche (hell dargestellte) SE-Ereignisse sind über den ganzen Verbundbereich verteilt. Da angenommen werden kann, dass auf beiden Seiten des Bewehrungsstabes die gleichen Mechanismen für das Auftreten der SE verantwortlich sind, muss wohl der Ausbreitungsweg für die Wellenform entscheidend sein.

### Quantitative Analyse

Im Rahmen der quantitativen SEA wird versucht, einen direkten Zusammenhang zwischen den vom Sensor aufgezeichneten Oberflächenverschiebungen und der Kinetik des Bruchvorganges als Ursache der SE herzustellen. Die von konventionellen Verfahren hierzu verwendeten physikalischen Modelle – für die SE-Quelle, als Dislokationsquelle definiert durch Bruchorientierung und Bruchöffnungsrichtung, und für den Werkstoff, als homogenes, isotropes und linear-elastisches Medium – stellen starke Vereinfachungen der Realität dar. Inwieweit sich diese Vereinfachungen auch auf den inhomogenen Werkstoff Stahlbeton anwenden lassen, wird in der Literatur unterschiedlich beurteilt [3], [4], [5]. Für die Analyse der eigenen Versuchsdaten wurde daher ein neues, relatives Verfahren verwendet, welches kein homogenes Materialverhalten voraussetzt (relative Moment-Tensor-Inversion RMTI [6]). Die für einzelne SE berechneten Bruchorientierungen und Bruchmodi liessen sich plausibel interpretieren und stimmten weitgehend mit dem beobachteten Bruchversagen überein [7]. Eine konkrete Aussage über die Anwendbarkeit des Verfahrens zur zuverlässigen Beschreibung von Bruchvorgängen in Stahlbeton ist angesichts der bisherigen Resultate aber noch nicht möglich, sondern erfordert weitere Untersuchungen.

### Waveform analysis

*Information on the nature of the process causing the occurrence of AE is to be gained by analyzing the recorded waveforms. The analysis aims at separating noise from «true» signals and distinguishing for example between AE due to friction and AE due to crack formation. Waveforms – discrete time series with a few 100 ms length – represent the superposition of influences from the AE source mechanism, the wave propagation in the medium and the measuring process. Therefore influences of the wave propagation and the measuring process must be considered in order to allow a characterization of the source mechanism. This is demonstrated in figure 4 where the waveforms of 335 AE events from a pull-out test were compared with two arbitrarily chosen reference events (I and II). The similarity of the waveforms was calculated using cross-spectral analysis and is represented in the diagram as different shades of gray. Similar (plotted dark) AE events originate from the direct vicinity of the respective reference event, whereas dissimilar (plotted bright) AE events are distributed over the whole bond region. Assuming that the mechanisms responsible for the AE are the same on both sides of the reinforcing bar, the propagation path seems to be the critical influence on for the waveform.*

### Quantitative analysis

*Quantitative analysis aims at determining the kinetics of the fracture mechanism that caused the AE using measured surface displacements. The physical models – for the AE source, a point dislocation source characterized by crack orientation and slip direction, and the medium, homogeneous, isotropic and linear elastic – used by conventional quantitative analysis methods represent gross simplifications of reality. Whether these simplifications are also applicable to reinforced concrete, a highly inhomogeneous material, is questionable [3], [4], [5]. For the*

## Schlussfolgerungen

Belastungsversuche an verschiedenen Prüfkörpern aus Stahlbeton zeigten, dass die SEA in der Lage ist, zuverlässige Angaben über Schädigungsvorgänge im Bauteilinnern zu liefern. Für eine Anwendung zur zerstörungsfreien Untersuchung von Stahlbetontragwerken ist die Durchführung von redundanten Messungen notwendig, damit eine rechnerische Genauigkeit und damit ein Mass für die Zuverlässigkeit der Resultate bestimmt werden kann. Durch eine entsprechende Visualisierung kann die Interpretierbarkeit von SE-Resultaten erleichtert oder verbessert werden. Im Bereich der quantitativen Analyse von SE-Daten besteht weiterhin Forschungsbedarf.

## Verdankungen

Das Forschungsprojekt «Schallemissionsanalyse zur Zustandsbeurteilung von Stahlbetontragwerken» wird vom Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung finanziell unterstützt.

### Verfasser/Authors

Stefan Köppel  
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
Lehensteig 21, CH-8037 Zürich  
koeppel@ibk.baug.ethz.ch

Thomas Vogel  
Prof., dipl. Bauing. ETH  
Institut für Baustatik und Konstruktion,  
ETH Zürich, CH-8093 Zürich  
vogel@ibk.baug.ethz.ch

*analysis of the AE data acquired from the current tests, a new relative method, which does not assume homogeneous material properties, was applied (relative moment tensor inversion RMTI [6]). Fracture orientations and fracture modes, calculated for a few chosen AE, corresponded well with the observed failure mechanism and could be interpreted plausibly [7]. In light of the limited number of results currently available a specific statement regarding the reliability of this method is not yet possible and further research is needed.*

## Conclusions

*Load tests on different reinforced concrete specimens showed that AE analysis can give reliable information on damage processes occurring within a structure. For nondestructive testing applications, this method requires redundant measurements to determine the theoretical accuracy and thus a criteria for the reliability of the results. An appropriate graphical representation of the results is important for their interpretation.*

### Referenzen/References

- [1] D. Zwicky, T. Vogel; Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton (Structural evaluation of 30-year-old prestressed concrete girders); ETH Zürich, IBK Bericht 258; Zürich 2000; 167 pp.
- [2] S. Köppel, T. Vogel; Schallemissionsmessungen bei Versuchen an Stahlbeton (Acoustic emission measurements during experiments with reinforced concrete); ETH Zürich, IBK Bericht 259; Zürich 2000; 164 pp.
- [3] C.U. Grosse; Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall (Quantitative non-destructive testing of construction materials by means of acoustic emission analysis and ultrasonic testing); Dissertation Universität Stuttgart; Stuttgart 1996; 168 pp.
- [4] E. N. Landis; A quantitative acoustic emission investigation of microfracture in cementbased materials; Northwestern University; Evanston 1993; 185 pp.
- [5] M. Ohtsu, T. Okamoto and S. Yuyama; Moment tensor analysis of acoustic emission for cracking mechanisms in concrete; ACI Structural Journal Vol. 95, No. 2; March 1998; pp. 87–95.
- [6] T. Dahm; Relativmethoden zur Bestimmung der Abstrahlcharakteristik von seismischen Quellen (Relative methods for the determination of the radiation pattern of seismic sources); Dissertation Universität Karlsruhe; Karlsruhe 1993; 122 pp.
- [7] S. Köppel; Schallemissionsanalyse zur Untersuchung von Stahlbetontragwerken (Acoustic emission analysis for the assessment of reinforced concrete structures); Dissertation ETH Zürich; 2002; 174 pp.

*Quantitative analysis requires further research.*

## Acknowledgements

*The research project "Acoustic emission analysis for the condition assessment of reinforced concrete structures" is financially supported by the Swiss National Science Foundation.*

Thomas Vogel

## Projektdaten

Region  
Tessin

Nutzung des Bauwerks  
Strassenbrücke

Bauherr  
Kanton Tessin

Beauftragter  
Institut für Baustatik und Konstruktion,  
ETH Zürich  
Projektleiter: Prof. T. Vogel  
Sachbearbeiter: A. Kott

Ausführung  
Stahlton AG, Frick, J. Däniker



Ansicht der Brücke im Bauzustand.  
*View of the bridge during construction.*

## Introduction

*Post-tensioning with grouted tendons was used in Switzerland from the beginning of the fifties and became the predominant construction type for the bridges of the national motorway system in the sixties and seventies. In the eighties some bridges were detected in a number of countries throughout the world with inappropriate or even missing grouting of the ducts and no non-destructive method was available to detect such deficiencies. That is why external tendons, that were used at the very beginning of post-tensioning, were reconsidered for bridges in order to have unlimited access to the tendons, they being the major structural members of a bridge.*

## The Viaduct Preonzo-Claro

*The Viaduct Preonzo-Claro consists of a main span of 62.5m crossing the river Ticino, adjacent spans of 50 m, seven regular spans of 44.5m crossing the plain and an end span of 35.5 m.*

*In plan view the bridge is straight, in elevation slightly curved reaching its highest point over the river (figure 1). The cross section consists of a box girder with vertical webs. Further details are given in [1] and [2]. Due to few time constraints for the execution and the straight shape in plan view, in 1985, i.e. during the preliminary design phase, the idea arose of using the bridge as a pilot scheme to apply external posttensioning. At*

## Einleitung

Vorspannung mit nachträglichem Verbund wurde in der Schweiz seit dem Beginn der Fünfzigerjahre verwendet und wurde in den Sechziger- und Siebzigerjahren zur vorherrschenden Bauweise für die Brücken des Nationalstrassennetzes. In den Achtzigern wurden in verschiedenen Ländern Brücken mit Spanngliedern gefunden, deren Hüllrohre nicht oder schlecht injiziert waren, und keine zerstörungsfreie Prüfmethode stand zur Verfügung, um solche Mängel zu entdecken. Deshalb wurde die externe Vorspannung, die bereits in den Anfängen der Vorspanntechnik gebraucht worden war, wieder in Erwägung gezogen, um unbeschränkten Zugang zu den Spanngliedern, die doch zu den wichtigsten Tragelementen einer Brücke gehören, zu gewährleisten.

## Der Viadukt Preonzo-Claro

Der Viadukt Preonzo-Claro umfasst eine Hauptspannweite von

62,5m, die den Ticino überspannt, beiderseits anschliessende Spannweiten von 50m und sieben Regelspannweiten von 44,5m, welche die Ebene überspannen, und eine Randspannweite von 35,5m.

Im Grundriss ist die Brücke gerade, im Längsschnitt leicht gekrümmt mit dem Hochpunkt über dem Fluss (Bild 1). Der Querschnitt besteht aus einem Hohlkasten mit senkrechten Stegen. Weitere Einzelheiten sind in [1] und [2] enthalten. Angesichts der gestreckten Linienführung und des geringen Termindrucks für die Ausführung entstand 1985, d.h. in der Vorprojektphase, die Idee, die Brücke als Pilotprojekt für eine externe Vorspannung zu verwenden. Damals war der Autor Projektverfasser von Vor- und Bauprojekt.

## Anordnung der Vorspannung

Alle Spannglieder wurden im Kastenninnern angeordnet, über den Stützen und in den Drittelpunkten der Spannweiten umgelenkt

## Project data

Region  
Tessin

Use of the structure  
Road bridge

Owner  
Canton of Ticino

Commissioner  
Institute of Structural Engineering  
ETH Zürich  
Project leader: Prof. T. Vogel  
Referee: A. Kott

Execution  
Stahlton Ltd., Frick, J. Däniker

und in den angrenzenden Spannweiten in Blöcken verankert (Bild 2). Die Umlenkungen bestehen aus Gusselementen, die zu Sätteln zusammengefügt wurden und pro Spannglied eine gekrümmte Rinne mit Radius 5 m bilden. Die Länge der Umlenksättel über den Stützen (S 39, S 43) ergab sich aus dem steilsten Spannglied und gewährleistet ein tangenciales Abheben aller Spannglieder vor dem Ende des Sattels. Die Sättel in den Drittelpunkten (S 41, S 42) sind 720 mm lang und erlauben ebenfalls ein sanftes Abheben der geneigten Abschnitte aller Spannglieder. Der gegenüberliegende Rand jedoch war vertikal vorgesehen, was dazu führt, dass sich die Spannglieder bis zur Kante an den Sattel anschmiegen.

## Spanngliedausbildung und Herstellung

Obwohl die Spannglieder für dieses Projekt speziell entwickelt worden waren, konnten viele Details vom erprobten System BBR übernommen werden. Zwei Typen wurden verwendet für Vorspannkraft von 3700 kN und 4600 kN. Der Typ 3700 kN besteht aus 78 Drähten mit Durchmesser 7 mm in einem Hüllrohr aus Hartpolyäthylen mit Innendurchmesser 79,8 mm und Aussendurchmesser 90 mm, was einen Volligkeitsgrad von 0,60 ergibt. Als Korrosionsschutz wurde das Schutzfett DENSO-Jet verwendet. Die Spannglieder wurden im Werk zusammengebaut, und nur

that time the author was in charge of both preliminary and final designs of the bridge.

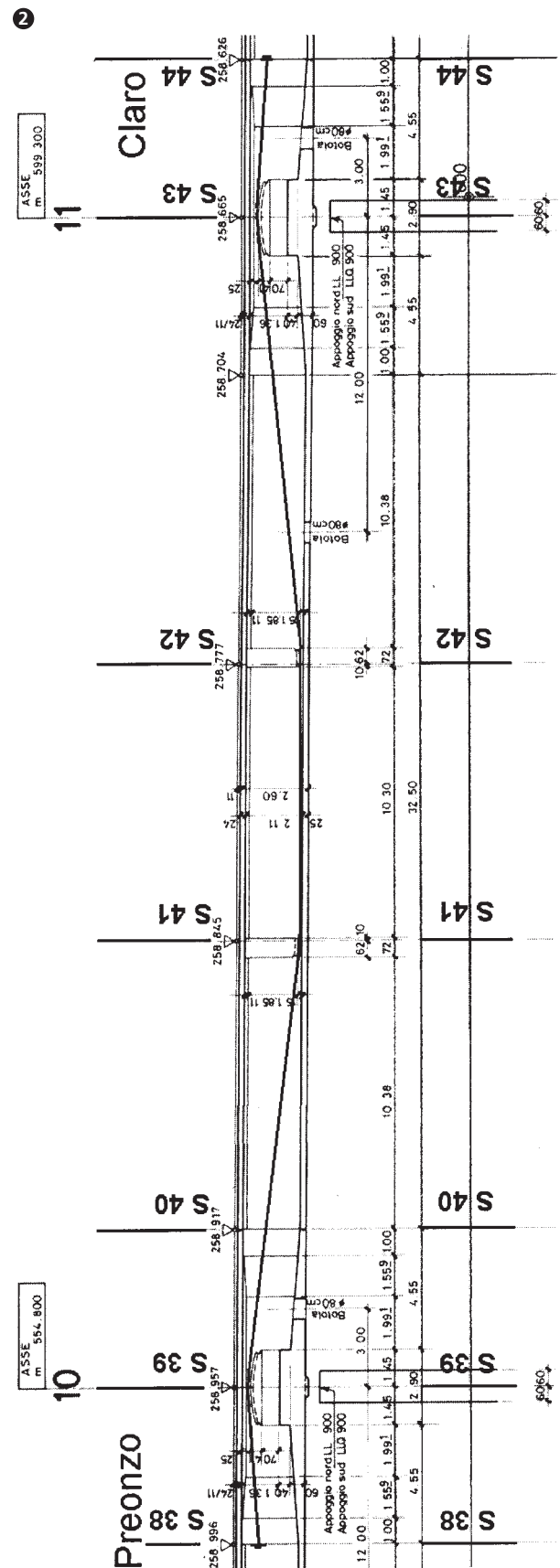
## Tendon arrangement

All tendons were passed through the inside of the hollow box girder, diverted by deviators over the piers and in the third points of the spans and anchored in blocks in the adjacent spans (figure 2). The deviators consisted of elements of cast iron that were assembled to form saddles, providing a curved groove with a radius of 5 m. The length of the deviators in the pier sections (S 39, S 43) was determined by the steepest tendon and provided a tangential rise of all tendons well ahead of the edge of the deviator. The deviators in the third points of the spans (S 41, S 42) measured 720 mm in length, providing also a smooth rise of the inclined parts of the tendons. The opposite edge of the deviators, however, was designed to be vertical, which resulted in tendons following the deviators right up to the edges.

## Tendon layout and manufacturing

The tendons, although designed for the specific purpose, adopted many details from the established BBR system. Two types were used allowing a prestress of 3700 kN and 4600 kN respectively. The 3700 kN type consists of 78 wires of diameter 7 mm in a polyethylene duct of 79.8 mm internal and 90 mm external diameter, resulting in a solidity ratio of 0.60. As corrosion protection the protective resin DENSO-Jet was used. The tendons were assembled in the workshop and only minor completion works had to be done on site after tensioning. The resin was applied in two steps: before being inserted into the duct the wires were pulled through a kind of grease-box, which ensured covering all surfaces with resin. Each completed tendon was lifted to a steep angle and additional resin heated to 100 °C was poured into the duct.

Spanngliedanordnung und untersuchte Teilstücke des Spannglieds 34n.  
Tendon arrangement and examined sections of tendon 34n.



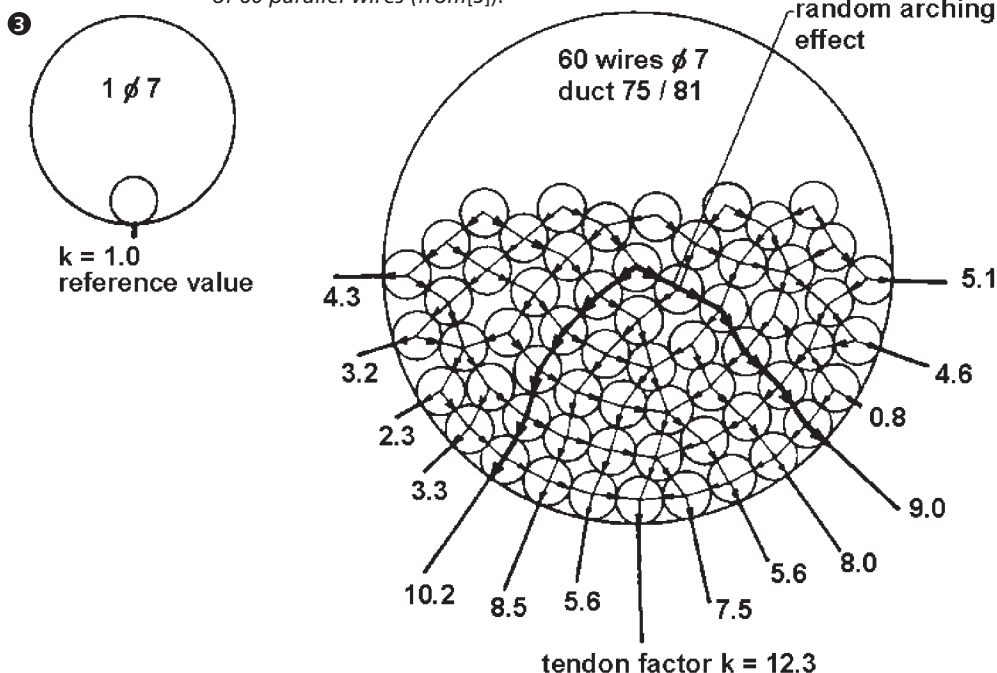
untergeordnete Fertigstellungsarbeiten mussten nach dem Spannen auf der Baustelle ausgeführt werden. Das Fett wurde in zwei Schritten eingebracht: Vor dem Einführen ins Hüllrohr wurden die Drähte durch eine Schmierbüchse gezogen, sodass alle Drahtoberflächen mit Fett bedeckt waren. Jedes fertige Spannglied wurde steil angehoben, sodass zusätzliches, auf 100 °C erhitztes Fett ins Hüllrohr eingefüllt werden konnte.

### Vorversuche

Die grössten Vorbehalte bestanden bezüglich des Verhaltens der Hüllrohre an den Umlenkpunkten unter dem Einfluss von Querpressung, Temperaturwechsel und allfälligem Kriechen. Am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe wurden Vorversuche gefahren, indem ein Spannglied 6° umgelenkt und mit 2,5 Millionen Lastwechseln beaufschlagt wurde. Eine Temperatur von 35° simulierte eine künstliche Alterung, eine solche von -15° winterliche Verhältnisse. Die Tests bewiesen die Realisierbarkeit des Konzepts und führten zu Verbesserungen bei konstruktiven Details und Fettverfüllung.

Querpressung für einen Einzeldraht und ein Paralleldrahtbündel mit 60 Drähten (aus [3]).

Lateral pressure for single wire and tendon of 60 parallel wires (from [3]).



Als Folge der Ablenkräfte werden Drähte und Hüllrohr bei den Umlenkungen quer auf Druck beansprucht. Da die Sättel die Querschnittsform des Hüllrohres gewährleisten, entsteht eine Bogenwirkung, die zu maximalen Druckspannungen an den Flanken führt. Dieser Effekt wurde unabhängig von Eibl und seinen Mitarbeitern in Karlsruhe berechnet und gemessen und von Oertle in seiner Dissertation beschrieben ([3], Bild 3). Die Vorversuche zeigten nur minimale Eindrücke an der Innenseite der Hüllrohre.

### Vorkehrungen für die Auswechslung eines Spannglieds

Um diese Punkte nach einigen Jahren überprüfen zu können, wurde ein zusätzliches Spannglied von 3700 kN fabriziert und im Hohlkasten gelagert, um jederzeit eine Auswechslung vornehmen zu können. Der Bauherr entschied im Jahr 2000, die Auswechslung auszulösen, und beauftragte das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich (IBK) mit der Ausführung und Berichterstattung.

### Preliminary tests

Of major concern was the behavior of the ducts at the deviation points subjected to lateral pressure, temperature changes and possible creep. Preliminary tests had been executed at the «Institut für Massivbau und Baustofftechnologie», University of Karlsruhe, applying 2.5 million load cycles at a tendon diverted by an angle of 6°. A temperature of 35 degrees above zero simulated aging and 15 degrees below zero winter conditions. The tests proved the feasibility of the scheme and allowed improvements to be made in detailing and grouting.

Due to deviation forces wires and ducts are subject to lateral pressure at the deviation points. Since the saddles sustain the shape of the duct an arching effect occurs leading to maximum stresses in the inclined parts. This effect was independently calculated and measured by Eibl and coworkers in Karlsruhe and described by Oertle in his PhD thesis ([3], figure 3). The preliminary tests showed only minor marks on the inner surface of the ducts.

### Provisions for the replacement of a tendon

To check these questions after some years, an additional tendon of the 3700 kN type was placed in the box girder, allowing replacement of another one at any time. The owner decided in 2000 to carry out the replacement and commissioned the Institute of Structural Engineering at ETH Zurich to undertake both execution and reporting.

### Operations on site and laboratory work

Stahlton as a subcontractor executed the fieldwork in spring 2001, i.e. after 12 years of operation of the bridge. Before un-stressing of the tendon checks on the filling grade of the duct were made (figure 4) and the actual prestressing force was measured. The demounted tendon was cut into pieces, i.e. with diverted parts



Hüllrohröffnung zur Überprüfung des Korrosionsschutzes vor dem Entspannen.  
Opening of the duct to check corrosion protection prior to unstressing.

## Baustellen- und Laborarbeiten

Die Bauarbeiten wurden von Stahlton als Subunternehmer im Frühjahr 2001, d.h. nach 12 Jahren Betrieb, ausgeführt. Vor dem Entspannen wurden die Hüllrohre geöffnet, um den Verfüllungsgrad zu beurteilen (Bild 4), und die Vorspannkraft gemessen. Das ausgebaute Spannglied wurde in den umgelenkten Bereichen zur genaueren Inspektion in Stücke von 150 mm Länge, der übrige Bereich zum einfacheren Transport in solche von 10 m Länge geschnitten.

Infolge Entspannen und Zertrennen traten Volumen- und Massedifferenzen auf, die eine weitere Beurteilung des Verfüllungsgrades verunmöglichten. Die Drähte wurden entfettet und sorgfältig auf Korrosionsspuren hin untersucht. Die Zugfestigkeit der Drähte wurde sowohl im Werk als auch an unserem Institut bestimmt. Dickenmessungen der Hüllrohrwand wurden an allen Stücken aus durch Umlenkungen beanspruchten Bereichen durchgeführt.

## Resultate

Das Abklopfen der Verankerungsbereiche liess Hohlräume vermuten, die jedoch nach dem Öffnen der Hüllrohre nicht bestätigt werden konnten. Da alle Drähte von einer dicken Fettschicht überzogen waren, hätten allfällige Luft-

150 mm in length for closer examination and straight parts up to 10 m in length for easier transportation.

Due to unstressing and cutting operations volume and mass differences occurred that impeded further investigation of the filling degree of the ducts. The wires were cleaned from resin and thoroughly examined for corrosion marks. The tensile strength of the wires was determined with tests at the works of the supplier and at our institute. Thickness measurements of the duct were made on all pieces that had been strained by deviators.

## Results

Hammering in the region of the anchors identified possible voids, which could not be verified, however, after the opening of the ducts. Since a thick layer of protective resin covered all wires, pos-

sible air inclusions could cause no harm. A volumetric and gravimetric balance of a piece of 1500 mm length showed that 96% of the theoretical void was filled with resin. The wires of the replaced tendon showed no signs of corrosion.

The posttensioning force was measured at the moment when the anchor head was taken off the anchor plate. Losses of prestress between 1989 and 2001 amounted 2.5%.

The measured values of the proportional elastic limit  $f_{p0.2}$ , i.e. the stress at a plastic strain of 0.2% and of the tensile strength  $f_{pt}$  of prestressing steel wires exceeded the specified values.

The wall thickness was measured on all specimens subject to lateral pressure by the deviation of the tendon. Assuming that the original cross section of the tube had a constant wall thickness, local values are compared with the mean value of the respective section (table 1).

As described above, section S 41 was located at a deviator in the third point of the span, where the theoretic point of lift-off of the tendon coincided with the end of the deviator (figure 5) resulting in an edge pressure for any inaccuracy. Figure 6 shows the wall thickness over the whole cross section as well as in a detailed view drawn to scale (figure 7). The largest dents reached 0.7 mm, i.e. 13% of the wall thickness, and coincide with the regions of maximum lateral pressure due to the arching effect described above.

**Tabelle 1/ Table 1**

Wandstärken des Hüllrohres in ausgewählten Schnitten.  
Wall thickness of the duct at relevant sections.

Probestück (Specimen)	[ ]	S 39	S 40	S 41	S 42	S 43
Mittelwert der Wandstärke (Mean value of wall thickness)	mm	5.57	5.74	5.44	5.67	5.64
Minimalwert der Wandstärke (Minimum value of wall thickness)	mm	5.53	5.65	4.72	4.94	5.00
Ort des Minimalwerts, Winkel $\varphi$ zur Vertikalen (Location of minimum value, angle $\varphi$ to vertical)	°	108	92	340	325	77
Verhältnis von Minimal- und Mittelwert (Ratio of minimum to mean value)	%	99.3	98.4	86.7	87.1	88.7

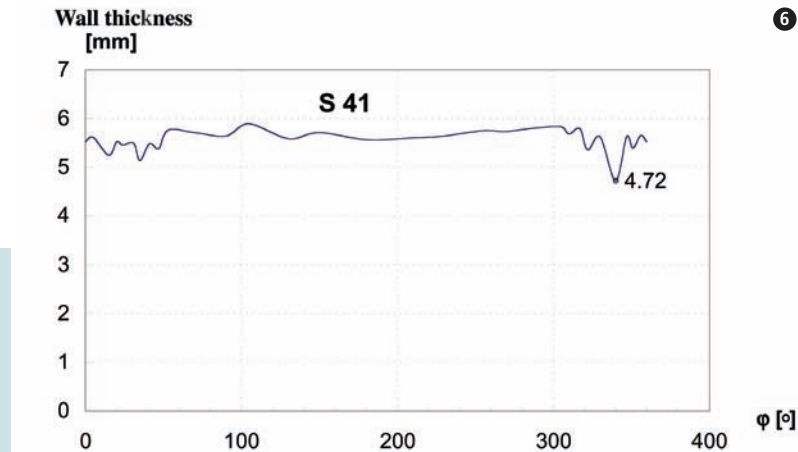


**5**  
Kritischer Bereich des Spannglieds vor der Auswechslung.  
Critical part of the tendon prior to replacement.

blasen kaum geschadet. Eine volumetrische und gravimetrische Bilanz über ein Stück von 1500 mm Länge ergab, dass 96% des theoretischen Hüllraumes mit Fett verfüllt war. Die Drähte des ausgebauten Spanngliedes zeigten keinerlei Korrosionsspuren. Die Vorspannkraft wurde nach dem Abheben des Ankers gemessen. Der Vorspannverlust zwischen 1989 und 2001 betrug 2,5%. Die gemessenen Werte der Proportionalitätsgrenze  $f_{p0.2}$  und der Zugfestigkeit  $f_{bt}$  der Spanndrähte übertrafen die spezifizierten Werte.

Die Wandstärke wurde bei allen Abschnitten, die aus Umlenkung Querpressungen erfahren hatten, gemessen. In der Annahme, dass die Hüllrohre im Querschnitt ursprünglich eine konstante Wandstärke gehabt hatten, wurden die gemessenen Werte mit dem Durchschnittswert des entsprechenden Querschnitts verglichen (Tabelle 1).

Wie oben beschrieben, stammt der Abschnitt S 41 von einem Umlenksattel im Drittelspannweite, wo der theoretische Abhebepunkt mit dem Sattelende zusammenfällt (Bild 5), sodass jede Ungenauigkeit zu einer Kantenpressung führt. Bild 6 zeigt die Wandstärke über den ganzen Umfang des Querschnitts und Bild 7 massstäblich in einem Detailbereich. Die tiefsten Eindrücke erreichen 0,7 mm, d.h. 13% der Wandstärke, und fallen mit den Stellen maximaler Querpressung



aus oben erwähnter Bogenwirkung zusammen.

### Schlussfolgerungen

Die Überprüfung eines Spannglieds nach 12 Jahren Einsatz zeigte weder Mängel im Korrosionsschutz noch Zeichen aktiver Korrosion. Die Spanndrähte erfüllen die Normanforderungen. Infolge grosser Querdrücke ist die Wandstärke der HDPE-Hüllrohre lokal um maximal 13% reduziert.

### Conclusions

The examination of a tendon replaced after 12 years of operation showed neither deficiencies in corrosion protection nor signs of active corrosion. The prestressing steel wires fulfill the requirements given by the relevant code. The wall thickness of HDPE-ducts is reduced by at most 13% due to locally high lateral pressure.

#### Verfasser/Author

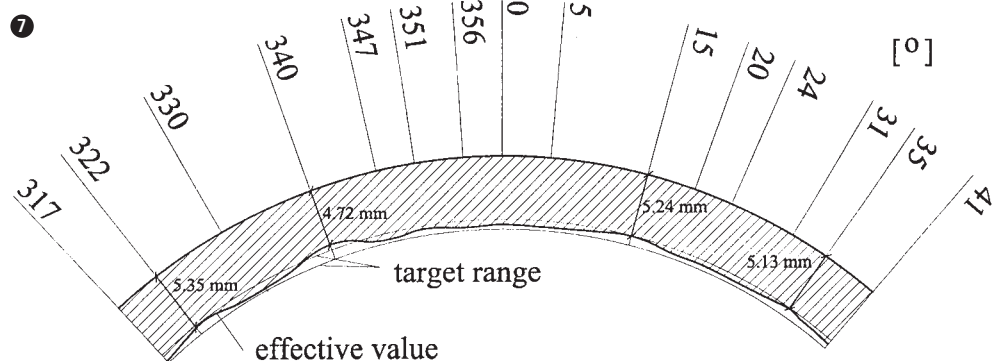
Thomas Vogel  
Prof., dipl. Bauing. ETH  
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich  
CH-8093 Zürich  
vogel@ibk.baug.ethz.ch

#### Referenzen/References

- [1] T. Vogel, K. Heer; «Externe Vorspannung ohne Verbund – Der Viadotto Preonzo-Claro» (Unbonded External Post-Tensioning – The Viaduct Preonzo-Claro), Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 48/1989, pp. 1312–1317, (1989).
- [2] T. Vogel, K. Heer; «Externe Vorspannung ohne Verbund – Der Viadotto Preonzo-Claro» (Unbonded External Post-Tensioning – The Viaduct P.-C.), Proceedings, FIP – XIth Internat. Congress on Prestressed Concrete, Hamburg, June 4–9, 1990, Vol. 1, pp. B 202–207 (1990).
- [3] J. Oertle; «Reiberermüdung einbetonierter Spannkabel» (Friction Fatigue of Internal Post-Tensioning Tendons), Bericht Nr. 166, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel, 213 pp. (1988).

Wandstärke des Hüllrohrs im Querschnitt S 41 (Bild 6) in Funktion der Lage, (Bild 7) massstäblicher Ausschnitt.

Wall thickness of duct in section S 41 (figure 6) depending on the position (figure 7) detail drawn to scale.





Fritz Hunkeler



Sunnibergbrücke, Klosters. Für die Montageeisen und die Hautbewehrung der Leitmauer wurde der Chromstahl Top 12 (ca. 1.4003) verwendet.

*Sunnibergbridge, Klosters. For the fixing rebars and the outer layer of the reinforcement of the leading wall the chromium-steel Top 12 (appr. 1.4003) has been used.*

### Einleitung

Seit einigen Jahren werden zunehmend nicht nur die Kosten für die Erstinvestition, sondern sämtliche Kosten eines Bauwerkes (inkl. Benutzerkosten) über die gesamte Nutzungsdauer betrachtet und bewertet (Lebensdauerkosten, «life-cycle costs», LCC). Dies führt zu Bauten, die praktisch keinen oder nur einen sehr geringen Unterhalt benötigen (Null-Unterhalt, «zero maintenance»).

Zum Erreichen des Ziels, Bauwerke mit Null-Unterhalt zu erstellen bzw. um die Dauerhaftigkeit von Bauten zu erhöhen und das Risiko für frühzeitige Schäden und den Aufwand für Instandsetzungen zu reduzieren, bieten sich verschiedene zusätzliche Schutzmassnahmen an. Eine dieser Möglichkeiten stellt der teilweise oder vollständige Ersatz der normalen Betonstähle durch nichtrostende Stähle dar.

Der vorliegende Artikel fasst die Ergebnisse eines vom schweize-

rischen Bundesamt für Strassen, Bern, finanzierten Sachstandsberichtes [1, 2] zum Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen zusammen.

### Typen von nichtrostenden Bewehrungsstählen

Nichtrostende Stähle weisen einen Chromgehalt von über 10,5% auf und enthalten in vielen Fällen zusätzlich auch Nickel, Molybdän und Stickstoff sowie gleichzeitig i.allg. tiefen Gehalt an Begleitelemente wie Kohlenstoff, Schwefel und Phosphor. Sie lassen sich in fünf Gruppen einteilen, die sich bezüglich Mikrostruktur und Eigenschaften deutlich unterscheiden:

- austenitische nichtrostende Stähle
- austenitisch-ferritische nichtrostende oder so genannte Duplexstähle
- ferritische nichtrostende Stähle
- martensitische nichtrostende Stähle

### Introduction

Since several years not only the costs of the first investment are considered and assessed but also all expenditures for a structure (incl. the costs of the users) during its whole life (life-cycle costs, LCC). This leads to structures with practically no or only marginal costs for the maintenance (zero maintenance strategy).

To reach the goal, to build structures with zero maintenance and to enhance the durability of structures and to reduce the risks of premature damages and the expenditures for repair work, respectively, a variety of additional protection techniques are available. One of these possibilities is the partial or complete replacement of the ordinary black steel rebars with stainless steel rebars.

This article gives a summary of the results of a state-of-the-art report on the use of stainless steel rebars [1, 2] which has been financed by the Swiss Federal Highway Administration, Bern.

- Ausscheidungsgehärtete nichtrostende Stähle.  
Als Betonstähle werden lediglich Stähle aus den ersten drei Gruppen eingesetzt.

### Empfehlung für die Anwendung

Nichtrostende Stähle kommen vor allem wegen der guten Korrosionsbeständigkeit und deshalb vorab für Bauteile, die chloridhaltigem Wasser ausgesetzt sind, eine lange Nutzungsdauer (70 bis 100 Jahre) aufweisen müssen und deren Instandsetzung schwierig oder kostenintensiv ist, in Frage. Die Beständigkeit nichtrostender Stähle gegen Loch- und Spaltkorrosion wird im Wesentlichen durch die Elemente Chrom, Molybdän und Stickstoff positiv, durch die Elemente Schwefel, Mangan (vor allem zusammen mit Schwefel) und Kohlenstoff negativ beeinflusst. Die positiv wirkenden Elemente werden in der so genannten Wirksumme zusammengefasst. Die Wirksumme hat keine streng wissenschaftliche Be-

### Types of stainless steels

*Stainless steels have a chromium content over 10.5%, and often contain nickel, molybdenum and nitrogen. Generally, the content of the accompanying elements, e.g. carbon, sulfur and phosphorus, is simultaneously reduced. They are divided in five classes with different microstructure and properties:*

- austenitic stainless steels
- austenitic-ferritic duplex stainless steels
- ferritic stainless steels
- martensitic stainless steels
- precipitation-hardened stainless steels.

*Only stainless steels of the first three groups are commonly used as rebars for concrete structures.*

### Recommendations for the application

*Stainless steels may be used first of all because of their good corrosion resistance and, therefore, especially for concrete components which are exposed to chloride-*

*containing water or which should have a long life time (70 to 100 years) and if their repair is difficult or costly.*

*The resistance of stainless steels against pitting or crevice corrosion is improved mainly by the elements chromium, molybdenum and nitrogen. The elements sulphur, manganese (especially in combination with sulphur) and carbon have a negative influence. The positively acting elements are summarised in the so-called pitting resistance equivalent. The pitting resistance equivalent has no strict scientific meaning, even though it is a useful guide for the evaluation of the corrosion resistance of stainless steels (and nickel alloys) against pitting and crevice as well as against stress corrosion cracking.*

*The classification of the steels in corrosion resistance classes should give an overview and helps to choose the appropriate stainless-steel quality for a specific application (table 1). As comparison, the ordinary, epoxy-coated and gal-*

Galerie Castasegna, Misox. Für die Hautbewehrung der Stützen wurde der Cr-Ni-Mo-Stahl (1.4571) verwendet.

Gallery Castasegna, Misox. For the outer layer of the reinforcement of the columns a Cr-Ni-Mo-steel (1.4571) has been used.



deutung. Trotzdem stellt sie eine brauchbare Richtschnur für die Beurteilung der Beständigkeit von nichtrostenden Stählen (und Nickellegierungen) gegen Lochfrass, Spalt- und Spannungsrisskorrosion dar.

Die Einteilung der Stähle in Beständigkeitsklassen soll die Übersicht und die Wahl einer geeigneten nichtrostenden Stahlqualität für eine bestimmte Anwendung erleichtern (Tabelle 1). Zum Vergleich wurde auch der normale, der epoxidharzbeschichtete und der verzinkte Betonstahl mit einbezogen. Eine gesicherte Beurteilung des Langzeitverhaltens von epoxidharzbeschichteten Stählen fällt ausserordentlich schwer. International ist diesbezüglich kein Konsens vorhanden. Tabelle 2 gibt eine Übersicht über die heute verfügbaren gerippten nichtrostenden Betonstähle.

Die Grenzen der Beständigkeitsklassen wurden bei den nichtrostenden Stählen konservativer angesetzt, als dies teilweise aus Labor- und Felduntersuchungen hervorgegangen ist. Damit soll den unter praktischen Verhältnissen vorhandenen «härteren Prüfbedingungen» Rechnung getragen werden. Tabelle 1 darf nicht «überinterpretiert» werden, spielen doch bei der Initiierung und dem Fortschritt der Korrosion vielfältige Faktoren eine Rolle. Zudem kann die Korrosionsbeständigkeit durch verschiedene Bearbeitungsschritte ungünstig beeinflusst werden (z.B. Kaltverformen, Schweißen, Wärmebehandlungen).

Es muss darauf hingewiesen werden, dass bei brandgefährdeten Bauteilen mit der Möglichkeit einer länger andauernden Einwirkung von Temperaturen  $> 300\text{ °C}$  Duplexstähle wegen der Gefahr der  $475\text{ °C}$ -Versprödung nicht eingesetzt werden sollten.

Da nichtrostende Stähle viel teurer sind als normale Betonstähle, sollten diese gezielt und selektiv bzw. partiell eingesetzt werden. Dies führt zu Mischbewehrungen und der Frage nach der Kompatibilität von normalen und nicht-

rostenden Stählen. In einer detaillierten Analyse wurde diese Frage geprüft, und es konnte gefolgert werden, dass Mischbewehrungen aus theoretischen und praktischen Gründen ohne besondere Risiken oder Einschränkungen zulässig sind. Es ist keine grössere Korrosionsgefährdung zu befürchten als bei konventionell bewehrten Bauteilen ohne Mischbewehrung.

### Anwendungen in der Schweiz

In den letzten Jahren sind in der Schweiz verschiedene Bauten mit nichtrostender Bewehrung realisiert worden (Bilder 1 und 2). Die Zahl der Anwendungen ist aber nach wie vor gering. Die Haupthindernisse sind die Kosten und fehlende Normen.

### Kosten

Die Mehrkosten bei den in der Schweiz realisierten Anwendungen von nichtrostenden Betonstählen (1.4003, 1.4462, 1.4571) bei Brücken und Galerien lagen zwischen 0,4 und 8%, bezogen auf die Gesamtbaukosten. Die reinen Materialkosten lagen zwischen etwa 4,8 und 19,5 Fr./kg (2.9 – 11.82 \$/kg). Der Anteil an nichtrostenden Betonstählen belief sich dabei auf etwa 0,6 bis 7,5% der gesamten Bewehrung. Die Schweizer Beispiele wie auch diejenigen aus anderen Ländern zeigen, dass mit dem Einsatz von nichtrostenden Stählen die Erstellungskosten höher ausfallen können. Die Mehrkosten sind dabei abhängig von der Art und der Menge des eingesetzten nichtrostenden Stahls, aber auch von der Art der Verwendung.

### Zusammenfassung

Nichtrostende Stähle weisen gegenüber normalen, verzinkten oder epoxidharzbeschichteten Betonstählen eine wesentlich höhere Korrosionsbeständigkeit auf. Sie können – trotz höherer Materialkosten – eine zweckmässige zusätzliche Schutzmassnahme für besonders gefährdete Bauteile darstellen.

*vanised steel rebars have been included. A qualified and assured judgement of the long-term behaviour of epoxy-coated steel rebars is extremely difficult. There is no international consensus. Table 2 shows a list of actually available ripped stainless steel rebars.*

*The limits of the corrosion resistance classes have been set in a more conservative manner than the results of laboratory or field studies would have allowed. This approach should take the existing "stronger test condition" in a practical application into account. Table 1 should not be "over-interpreted" since the initiation and rate of corrosion is affected by a large variety of factors. Additionally, the corrosion resistance may be negatively influenced by different steps of the processing and handling (e.g. cold working, heat treatment, welding, bending).*

*It has to be pointed out that because of the  $475\text{ °C}$  embrittlement, duplex stainless steels should not be used for concrete structures with a high risk of fire and the possibility of a longer action of temperatures  $> 300\text{ °C}$ .*

*Since stainless steels are much more expensive than ordinary black steel rebars they should only be used in specially selected structural parts or as partial replacement of ordinary steel rebars. This leads to a mixed reinforcement and to the question of the compatibility of ordinary black and stainless steel rebars. From a detailed analyses it could be concluded that a mixed reinforcement can be allowed for theoretical and practical reasons without special risks or restrictions. There is no higher corrosion risk than for concrete structures with ordinary black steel rebars.*

### Application in Switzerland

*In the last years some reinforced concrete structures have been realized with stainless steel rebars (figures 1 and 2). The number of application is still small. The main obstacles are the costs and the missing standards.*

# Tabelle 1/Table 1

Werkstoff für Bewehrung <i>Rebar material</i>	WS PRE <sup>1</sup>	BK	Karbonatisierter Beton <i>Carbonated concrete</i>					
			Nein <i>No</i>	Ja <i>Yes</i>	Nein <i>No</i>	Ja <i>Yes</i>	Ja <sup>2</sup> <i>Yes<sup>2</sup></i>	Ja <i>Yes</i>
			Chloridgehalt / <i>Chloride content</i> <sup>3</sup>					
			Null <i>Zero</i>	Null <i>Zero</i>	Tief <i>Low</i>	Tief <i>Low</i>	Mittel <i>Medium</i>	Hoch <i>High</i>
Normaler Betonstahl <i>Ordinary black steel rebar</i>	0	0	+	–	+/–	(–)	–	–
Epoxidharzbeschichteter Stahl <i>Epoxy-coated steel rebar</i>	0	?	4					
Verzinkter Betonstahl <i>Galvanised steel rebar</i>	0	0/1	+	+	(+)	–	–	–
Chromstähle <sup>5</sup> <i>Chromium steels<sup>5</sup></i>	10–16	1	+	+	+	(+/-)	(+/-)	–
Chrom-Nickel-Stähle und Chrom-Nickel-Molybdän-Stähle <i>Chromium-nickel steels and Chromium-nickel-molybdenum steels</i>	17–22	2	+	+	+	+	+	(+)
Chrom-Nickel-Molybdän-Stähle <i>Chromium-nickel-molybdenum steels</i>	23–30	3	+	+	+	+	+	+
Chrom-Nickel-Molybdän-Stähle <i>Chromium-nickel-molybdenum steels</i>	> 31	4	6					

Übersicht über den Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen bei höchstbeanspruchten Betonbauteilen mit einer Überdeckung der Bewehrung über etwa 30 mm im Vergleich zu anderen Bewehrungsarten.

**BK:** Korrosionsbeständigkeitsklasse

**WS:** Wirksumme (PRE)

**Beurteilung:** + geeignet, – nicht geeignet

( ) Beurteilung unsicher

**Anmerkung:** Die Fussnoten sind unbedingt zu beachten!

*Survey of the use of stainless steel rebars for concrete structures exposed to chloride-containing environments and with a concrete cover of the rebars of about 30 mm, compared to other rebar materials.*

**BK:** Corrosion resistance class

**WS:** Pitting resistance equivalent (PRE)

**Classification:** + appropriate, – inappropriate

( ) classification uncertain

**Comment:** The footnotes are to be considered!

<sup>1</sup> WS: Wirksumme berechnet mit:  $WS = \% Cr + 3,3 \% Mo + 0 \% N$ .

Für die Berechnung wurde der minimale Gehalt an Chrom und Molybdän gemäss Norm EN 10088 und Stahlschlüssel eingesetzt. Der Stickstoffgehalt wurde nicht berücksichtigt.

<sup>2</sup> Einfluss des Chloridgehaltes dominiert. Die Karbonatisierung hat eine untergeordnete Bedeutung, da Karbonatisierungsgeschwindigkeit klein oder Überdeckung der Bewehrung gross ist.

<sup>3</sup> Chloridgehalt

tief:  $\leq 0,6$  M.%, bezogen auf den Zementgehalt

mittel:  $\geq 0,6$ , aber  $\leq 1,5$  M.%, bezogen auf den Zementgehalt

hoch:  $\geq 1,5$ , aber  $\leq 5$  M.%, bezogen auf den Zementgehalt

sehr hoch:  $> 5$  M.%, bezogen auf den Zementgehalt

<sup>4</sup> Die Beurteilung ist unsicher/kontrovers.

<sup>5</sup> Die Lochfrassanfälligkeit der Chromstähle mit einem tiefen Chromgehalt nimmt mit abnehmendem pH-Wert stark zu. Je nach Überdeckung spielt daher die Karbonatisierung des Betons eine mehr oder weniger wichtige Rolle.

<sup>6</sup> Für Spezialfälle, z.B.:

- sehr hohen Chloridgehalt
- hoher Chloridgehalt und weitere ungünstige Umstände

<sup>1</sup> PRE: Pitting resistance equivalent calculated according to:  $WS = \% Cr + 3.3\% Mo + 0\% N$ .

The minimum content of chromium and molybdenum according to EN 10088 and Stahlschlüssel (German standard) was used for the calculation. The nitrogen content was not taken into account.

<sup>2</sup> The influence of the chloride content dominates. Carbonation is of minor importance since the rate of carbonation is low or the concrete cover is high.

<sup>3</sup> Chloride content

low:  $\leq 0.6$  M.% in respect to cement content

medium:  $\geq 0.6$ , but  $\leq 1.5$  M.% in respect to the cement content

high:  $\geq 1.5$ , but  $\leq 5$  M.% in respect to the cement content

very high:  $> 5$  M.% in respect to cement content

<sup>4</sup> The classification is uncertain/controversial.

<sup>5</sup> The susceptibility to pitting corrosion of chromium steels with a low chromium content increases rapidly with decreasing pH. Depending on the concrete cover, the carbonation of the concrete is, therefore, more or less important.

<sup>6</sup> For special cases, e.g.:

- very high chloride content
- high chloride content and further unfavourable circumstances

Beispiele von verfügbaren, gerippten nichtrostenden Betonstählen.  
Die Wirksumme WS wurde gemäss den Angaben in der Tabelle 1 berechnet.  
*Examples of available, rippled stainless steel rebars.*  
*For the calculation of the pitting resistance equivalent WS (PRE): see table 1.*

**Tabelle 2/Table 2**

Stahl Steel	Bezeichnung Designation	Cr, M. %	Mo, M. %	Wirksumme WS (PRE) Pitting resistance equivalent PRE	Korrosions- beständigkeitsklasse Corrosion resistance class
<b>Ferritische Stähle / Ferritic stainless steels</b>					
1.4003	X2CrNi12/X2Cr11	10.5		11	1
<b>Austenitisch-ferritische Duplexstähle / Austenitic-ferritic duplex stainless steels</b>					
1.4462	X2CrNiMoN 22-5-3	21.0	2.5	29	3
1.4501	X2CrNiMoCuWN 25-7-4	24.0	3.0	34	4
<b>Austenitische Stähle / Austenitic stainless steels</b>					
1.4301	X5CrNi 18-10	17.0		17	2
1.4306	X2CrNi 19-11	18.0		18	2
1.4311	X2CrNiN 18-10	17.0		17	2
1.4401	X5CrNiMo 17-12-2	16.5	2.0	23	3
1.4404	X2CrNiMo 17-12-2	16.5	2.0	23	3
1.4571	X6CrNiMoTi 17-12-2	16.5	2.0	23	3
1.4429	X2CrNiMoN 17-13-3	16.5	2.5	25	3
1.4529	X1CrNiMoCuN 25-20-7 / X1CrNiMoCuN 25-20-6	19.0	6.0	39	4

Durch das Vermeiden von umfangreichen Instandsetzungen werden nachhaltig nicht nur finanzielle, sondern auch materielle Ressourcen eingespart. Zudem können mit dem Einsatz von nichtrostenden Betonstählen die mit jeder Instandsetzung verbundenen Risiken bezüglich Wirkung und Dauerhaftigkeit vermieden werden. ●

### Costs

*The extra costs of the application of stainless steel rebars (1.4003, 1.4462, 1.4571) for bridges and galleries realized in Switzerland were between 0.4% and 8% of the total costs of the structures. The net material costs amounted from 4.80 to 19.50 CHF/kg (2.90 to 11.82 \$/kg). The portion of stainless steel rebars was between 0.6 and 7.5% of the whole reinforcement.*

*The Swiss examples as well as those of other countries show that the construction costs might be higher when stainless steels are used. The additional costs depend on the type and the amount of the*

*stainless steels used, but also on the type of application.*

### Summary

*Stainless steels exhibit a much higher corrosion resistance than ordinary black, galvanised or epoxy-coated steel rebars. Although the material costs are higher, they may be used as an appropriate additional measure for the protection of concrete components with a high risk of corrosion.*

*The avoidance of extensive repair work saves in a sustainable way not only financial, but also material resources. Additionally, the risks of repairs in respect to their effectiveness and durability can also be avoided by the use of stainless steel rebars.* ●

### Verfasser/Author

Fritz Hunkeler  
Dr. sc. techn., dipl. Werkstoffing. ETH  
Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB)  
Lindenstrasse 10, CH-5103 Wildegg  
hunkeler@tfb.ch

### Referenzen/References

- [1] **VSS-Bericht Nr. 543**; Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen im Betonbau, Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation/Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 89/00, Mai 2000.  
[2] **Rapport VSS n°. 558**; Utilisation d'aciers d'armature inoxydables dans les ouvrages en béton, Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication/Office fédéral des routes, Mandat de recherche 95/00, Rapport VSS n°. 558, septembre 2001.

Eugen Brühwiler, Olivier Bernard, Katrin Habel

**Zusammenfassung**

Eine Methode zur Instandsetzung oder Verstärkung von Betonbauteilen ist das Aufbringen einer neuen Betonschicht auf ein bestehendes Bauteil. In diesem Artikel wird das Tragverhalten solcher Bauteile numerisch untersucht. Die Ergebnisse für Biegebeanspruchung zeigen, dass Ablösungen nicht nur von Werkstoffeigenschaften wie der Zugfestigkeit abhängen, sondern auch von konstruktiven Parametern wie dem Verhältnis der Dicken der alten und der neuen Schicht und dem Bewehrungsgehalt in der neuen Schicht. Ein Diagramm zur Bemessung derartiger Elemente wird vorgestellt.

**Einleitung**

Das Aufbringen einer neuen Betonschicht auf ein bestehendes Bauteil ist eine übliche Methode, um Bauwerke instand zu setzen oder zu verstärken. Während der Hydratation des neuen Betons werden die physikalisch-chemischen Verformungen, die durch Hydratationswärme und autogenes Schwinden entstehen, vollständig oder teilweise durch den bestehenden Beton behindert.

Der alte Beton behindert auch die Verformungen infolge des Trokknungsschwindens (Bild 1). Abhängig von der Grösse der behinderten Verformungen und dem Einspannungsgrad des hybriden Bauteils entstehen Eigenspannungen in der neuen Betonschicht. Wenn die Zugfestigkeit des neuen Betons durch Überlagerung der Eigenspannungen mit den Spannungen infolge mechanischer Beanspruchungen erreicht wird, entstehen vertikale Risse, die zu Ablösungen in der Grenzschicht führen können. Je nach Eigenspannungen können Ablösungen auch in den Randzonen vorkommen. Dieser Beitrag hat zum Ziel, Ergebnisse einer numerischen Untersuchung über das Tragverhalten von hybriden Bauteilen zu diskutieren und das Risiko von Ablösungen zwischen neuem und altem Beton infolge eines Biegemoments zu beurteilen [1].

**Numerische Untersuchung**

Das Bruchverhalten hybrider Bauteile wird mit dem Finite-Elemente-Programm HEAT 6.3 (herausgegeben von Femmasse b.v. Company) modelliert, das ur-

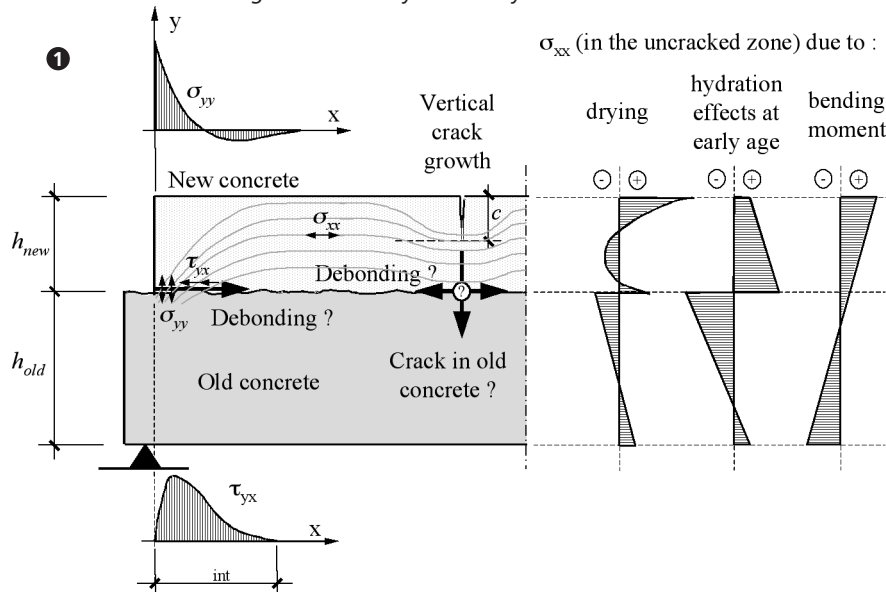
**Summary**

Concrete structures can be repaired or strengthened by casting a new layer on an existing support. The structural behavior of such hybrid elements is numerically investigated. The results for imposed bending deformation show that debonding is not only dependent on material parameters like the tensile strength, but also on structural and geometric parameters like the ratio between thicknesses of the new and old layers and the reinforcement ratio placed in the new layer. Finally, a design chart is proposed for such hybrid elements.

**Introduction**

Casting a new concrete layer on an existing support is a common technique in repair and strengthening of existing reinforced concrete structures. During the hydration of the new concrete, physico-chemical deformations induced by heat release and autogenous shrinkage are totally or partially restrained by the presence of the old concrete layer. The old concrete also restrains deformations caused by the drying of the new concrete (figure 1). Depending on the amplitude of the restrained deformations and the degree of restraint of the hybrid element, internal stresses are induced in the new concrete layer. If the superposition of the internal stresses with stresses induced by mechanical loading reaches the tensile strength of the new concrete, vertical cracks occur which may lead to debonding, if they reach the interface. Depending on the amplitude of internal stresses, debonding can also occur in the edge zones. The objective of this contribution is to present some of the results of a numerical investigation on structural behavior of hybrid elements and to assess the risk of debonding at the interface between new and old concrete

Eigenspannungen und Ablösungen in der neuen Schicht eines hybriden Bauteils.  
*Internal stresses and debonding in the new layer of an hybrid element.*



sprünglich von Roelfstra entwickelt wurde [2]. Das Rissverhalten des Betons wird mit einem fiktiven Rissband mit isotropem Entfestungsverhalten modelliert. Das modellierte Bauteil besteht aus einer neuen Betonschicht, die auf einen bestehenden horizontalen Untergrund aufgebracht wird. Die Grenzschicht wird dabei als dünne Schicht mit spezifischen Werkstoffeigenschaften modelliert. Das Tragverhalten wird untersucht, indem die Krümmung des hybriden Bauteils linear erhöht wird. Dies führt zu Zugspannungen in der neuen Schicht infolge von Zwangsverformungen. Alle dem Modell zugrunde liegenden Werkstoffeigenschaften wurden mit standardisierten Werkstoffversuchen an gewöhnlichen Betonen erhalten. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung wurden mit den Ergebnissen einer Versuchsserie an Betonbauteilen mit realitätsnahen Abmessungen bestätigt [3].

### Ablösung infolge Biegebeanspruchung

Bild 2 a) und b) definieren die Bedingungen, unter denen keine Ablösungen auftreten. Die Fläche oberhalb der Kurven zeigt die Wertepaare der Zugfestigkeiten ( $f_{ct,new}/f_{ct,old}$ ,  $f_{ct,int}/f_{ct,new}$ ), bei denen monolithisches Versagen eintritt, wohingegen unterhalb der Kurven teilweise oder vollständige Ablösung auftritt.

Die Ergebnisse können wie folgt interpretiert werden:

- Zugfestigkeit der Grenzschicht  $f_{ct,int}$ : Es ist vorteilhaft, einen neuen Beton zu verwenden, dessen Zugfestigkeit nahe an der des alten Betons liegt. Für monolithisches Verhalten sollte  $f_{ct,new}$  nie niedriger als  $0.80 f_{ct,old}$  sein. Sind ähnliche Zugfestigkeiten nicht vorhanden, ist eine hohe Zugfestigkeit der Grenzschicht  $f_{ct,int}$  erforderlich, um Ablösungen zu vermeiden.
- Dicke der neuen Schicht: Mit der Vergrößerung der Dicke der neuen Betonschicht wird das Verhältnis  $h_{new}/h_{old}$  erhöht. Dies

due to the action of a bending moment [1].

### Numerical investigation

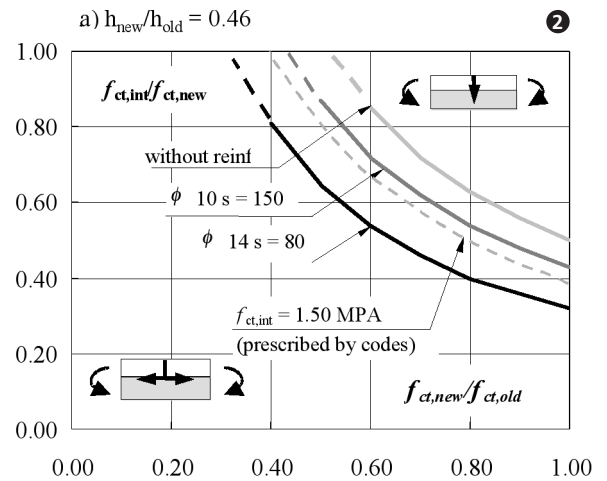
The fracture of hybrid elements is modeled by using the Finite Elements software HEAT 6.3 (released by Femmasse b.v. Company) originally developed by Roelfstra [2]. The cracking behavior of concrete is modeled with an iso-softening smeared-type fictitious crack. The modeled structure consists of a new concrete layer cast on an old horizontal support with the interface being modeled as a thin layer with specific material properties. The structural behavior is studied by increasing linearly the curvature of the hybrid element (creating tensile stresses in the new layer due to imposed bending deformation). All the material parameters used in the present numerical study are derived from experimental results obtained by means of standard tests conducted on usual concretes. The results of numerical investigations were previously validated by means of experimental results obtained from full-size hybrid concrete elements [3].

### Debonding due to imposed bending deformation

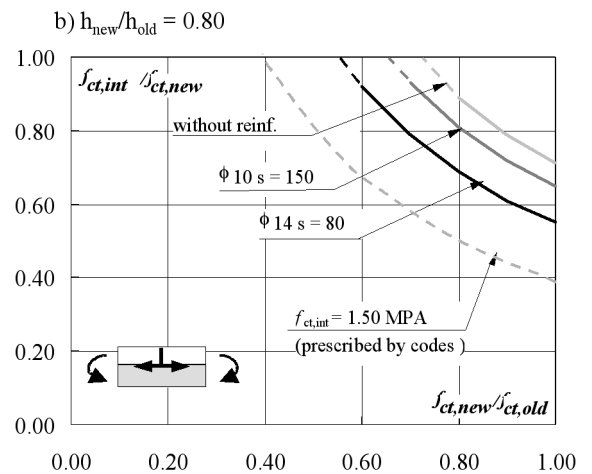
Figure 2 a) and b) indicate the conditions for which debonding does not occur. The area above the curves indicates the couples of tensile strength values ( $f_{ct,new}/f_{ct,old}$ ,  $f_{ct,int}/f_{ct,new}$ ) corresponding to monolithic failure behavior while below the curves partial or total debonding occurs.

The results allow the following interpretation:

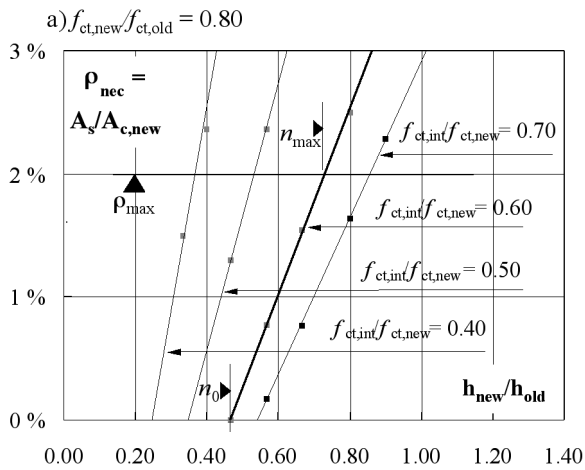
- Tensile strength of the interface  $f_{ct,int}$ : It is favorable to use a new concrete which has approximately the same tensile strength as the old concrete. To obtain monolithic behavior,  $f_{ct,new}$  should not be lower than  $0.80 f_{ct,old}$ . If similar strengths are not present, high tensile strength of the interface  $f_{ct,int}$  is essential to avoid debonding.



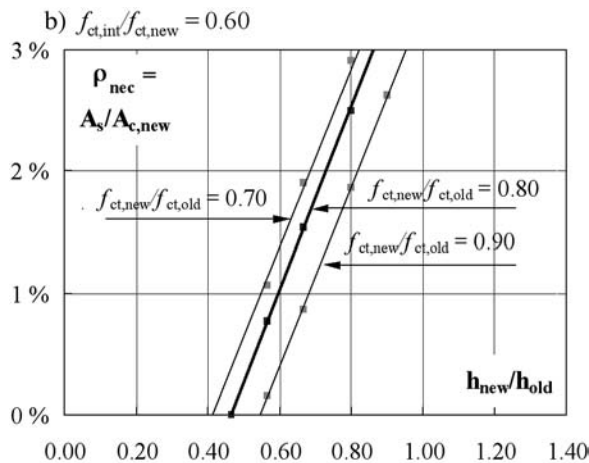
Grenzzustände für Ablösungen bei mechanischer Beanspruchung für verschiedene  $h_{new}/h_{old}$ -Verhältnisse. Limit conditions for debonding due to mechanical loading for different ratios of  $h_{new}/h_{old}$ .



- Thickness of the new layer: When increasing the thickness of the new concrete layer, one amplifies the ratio  $h_{new}/h_{old}$ . As a consequence, the tensile strength of the interface must be higher to avoid debonding. Indeed, the amount of tensile stresses which deviate through the interface due to the presence of a vertical crack (figure 1) depends on the thickness of the new concrete.
- Reinforcement in the new concrete layer: As reinforcement increases the part of tensile stresses transferred horizontally through the crack, the stresses at the interface are relieved. The more reinforcement is placed in the new layer, the more the stresses are relieved at the interface. Three different domains to



3 Notwendige Bewehrung zur Vermeidung von Ablösungen bei Biegebeanspruchung. Necessary reinforcement to avoid debonding due to imposed bending.



hat zur Folge, dass die Zugfestigkeit der Grenzschicht höher sein muss, um Ablösungen zu vermeiden. Denn die Summe der Zugspannungen, die im Falle eines vertikalen Risses (Bild 1) durch die Grenzschicht umgeleitet werden, hängt von der Dicke des neuen Betons ab.

- Bewehrung in der neuen Schicht: Da Bewehrung den Anteil der Zugspannungen, die horizontal durch den Riss übertragen werden, vergrößert, werden die Spannungen in der Grenzschicht verkleinert. Je mehr Bewehrung in der neuen Schicht vorhanden ist, desto geringer werden die Spannungen in der Grenzschicht. Drei Bereiche können in Bild 3 a) und b) unterschieden werden, um Ablösungen zu verhindern: 1)

Keine Bewehrung in der neuen Schicht ist notwendig ( $\rho_{nec} = 0\%$ ) für ( $h_{new}/h_{old} < n_0$ ), 2) immer mehr Bewehrung ist nötig für ( $n_0 < h_{new}/h_{old} < n_{max}$ ), und 3) für ( $h_{new}/h_{old} > n_{max}$ ) ist nicht einmal ein Bewehrungsgehalt von 2% ausreichend, um Ablösungen zu vermeiden. Hier müssen Verbindungsmittel verwendet werden, um monolithisches Verhalten zu erhalten.

### Bedeutung für die Praxis

- Vergleich mit Normen: Die Ergebnisse können mit einer Haftzugfestigkeit der Grenzschicht von  $f_{ct,int} = 1,50$  MPa verglichen werden. Dieser Wert ist in Normen zu finden [5, 6]. Dieses Kriterium ist in Bild 2 a) und b) für  $f_{ct,old} = 3,73$  MPa eingetragen. Für  $h_{new}/h_{old} = 0,46$  ist das Kriterium  $f_{ct,int} = 1,50$  MPa realistisch, auch wenn der Einfluss der Bewehrung nicht berücksichtigt wird. Wenn das Verhältnis  $h_{new}/h_{old}$  jedoch grösser wird, ist das rein auf Werkstoffeigenschaften bezogene Kriterium zu optimistisch, und die geometrischen und konstruktiven Parameter der hybriden Elemente sollten zusätzlich berücksichtigt werden.

- Bemessungsansatz: Auf der Basis der in diesem Artikel vorgestellten Ergebnisse kann ein Ansatz zur Bemessung monolithischer hybrider Elemente definiert werden. Die Zugfestigkeit der Grenzschicht hängt von der Vorbereitungstechnik der Grenzschicht ab (Hochdruckwasserstrahlen:  $f_{ct,int}/f_{ct,new} = 0,75$ , Sandstrahlen:  $f_{ct,int}/f_{ct,new} = 0,55$ , Presslufthammer:  $f_{ct,int}/f_{ct,new} = 0,30$ ). Die Dicke der neuen Betonschicht  $h_{new}$  und der statisch notwendige Bewehrungsgehalt  $\rho_s = A_s/A_{c,new}$  (mit  $A_{c,new} = 1 h_{new}$ ) in der neuen Schicht können mit Bild 4 bestimmt werden: Für ein Bruchmoment  $M_R$  (reine Biegung) und eine konstante Dicke  $h_{old}$  nimmt  $\rho_{s,static}$  ab, wenn  $h_{new}$  zunimmt. Der notwendige Bewehrungsgehalt  $\rho_{nec}$  zur Vermeidung von Ablösungen im Bruchzustand nimmt zu, wenn  $h_{new}$

avoid debonding are distinguished in figure 3 a) and b): 1) No reinforcement is necessary in the new layer for  $\rho_{nec} = 0\%$  ( $h_{new}/h_{old} < n_0$ ). 2) Increasing amount of reinforcement is needed to avoid debonding for ( $n_0 < h_{new}/h_{old} < n_{max}$ ). 3) For ( $h_{new}/h_{old} > n_{max}$ ), even a reinforcement ratio of 2% is not sufficient to avoid debonding, and connectors have to be used to obtain monolithic behavior.

### Practical relevance

- Comparison with codes: The results can be compared with a tensile strength of  $f_{ct,int} = 1.50$  MPa, which is a value often required in codes [5, 6]. This criterion is introduced in figure 2 a) and b) for  $f_{ct,old} = 3.73$  MPa. For  $h_{new}/h_{old} = 0.46$ , the criterion of  $f_{ct,int} = 1.50$  MPa is rather realistic even if the influence of reinforcement is not captured. However, when the ratio  $h_{new}/h_{old}$  increases, the pure material criterion is too optimistic and the structural and geometric properties of the hybrid elements should be considered in addition.
- Approach for design: Based on the results presented in this paper, an approach can be defined to design monolithic hybrid elements. The strength on the interface is dependent on the technique of its preparation (hydrojetting:  $f_{ct,int}/f_{ct,new} = 0.75$ , sandblasting:  $f_{ct,int}/f_{ct,new} = 0.55$  and pneumatic hammer:  $f_{ct,int}/f_{ct,new} = 0.30$ ). The thickness of the new concrete layer  $h_{new}$  and the reinforcement ratio  $\rho_s = A_s/A_{c,new}$  placed in the new layer according to ultimate limit states criteria (with  $A_{c,new} = 1 h_{new}$ ) can be designed using figure 4: For a failure moment  $M_R$  (pure bending) and a constant value of  $h_{old}$ ,  $\rho_{s,static}$  decreases when  $h_{new}$  increases. The necessary reinforcement ratio  $\rho_{nec}$  to avoid debonding at failure increases when  $h_{new}$  increases and is dependent on the quality of interface. For  $M_R = 90$  kNm and an interface prepared with hydrojetting, the op-



zunimmt, und ist von der Qualität der Grenzschicht abhängig. Für  $M_R = 90$  kNm und eine mit Hochdruckwasserstrahlen vorbereitete Grenzschicht ist der Optimalwert  $n_{opt,hydrojet} = 0,75$  und der entsprechende Bewehrungsgehalt  $\rho_s = 0.82\%$  (für  $h_{old} = 150$ mm und  $h_{new} = 120$ mm). Für eine geringere Qualität der Grenzschicht (Sandstrahlen oder Presslufthammer) nimmt  $n_{opt}$  d.h.  $h_{new}$ , ab und  $\rho_s$  zu.

### Folgerungen

Monolithisches Bruchverhalten für hybride Betonbauteile hängt nicht nur von der Zugfestigkeit der Grenzschicht ab, sondern auch von konstruktiven Parametern wie dem Verhältnis  $h_{new}/h_{old}$  und dem Bewehrungsgehalt der neuen Schicht. Für bestimmte Werte dieser Parameter tritt keine Rissbildung in der Grenzschicht (Ablösung) auf. Der vorgeschlagene Bemessungsansatz für monolithische hybride Elemente ist von grosser Bedeutung für die Anwendung in der Instandsetzung und Verstärkung bestehender Bauwerke. Es sollte dabei nicht vergessen werden, dass dieser Ansatz auf numerischen Ergebnissen basiert, die mit Mittelwerten von Parametern erhalten wurden, und dass keine probabilistische Untersuchung der Parameter vorgenommen wurde.

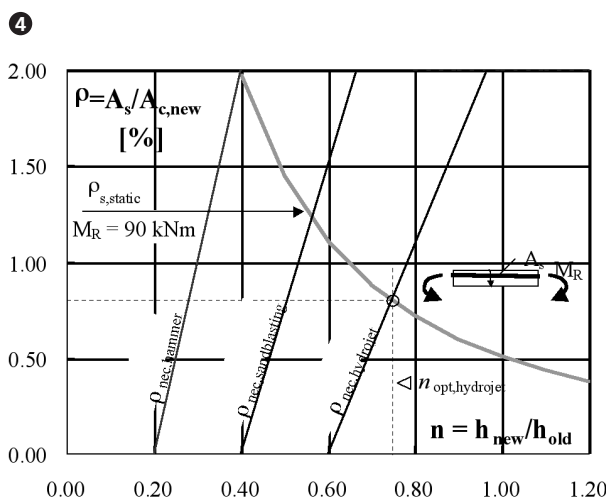
imum value  $n_{opt,hydrojet}$  is 0.75 and the corresponding value of  $\rho_s$  is 0.82%. For example, if  $h_{old}$  is 150mm,  $h_{new}$  is equal to 120mm. For lower quality of interface preparation (sandblasting or pneumatic hammer),  $n_{opt}$  e.g.  $h_{new}$  decreases and  $\rho_s$  increases.

amount of reinforcement placed in the new layer. For certain values of these parameters, cracking at the interface, e.g. debonding, does not occur.

The proposed approach for design of monolithic hybrid elements is of great significance for application for the repair and strengthening of existing structures. It should be kept in mind that this approach is based on numerical results obtained with mean value of parameters and no probabilistic treatment has been made.

### Conclusions

Monolithic failure behavior of hybrid concrete elements does not depend on the tensile strength of interface alone. It is also influenced by structural parameters such as the ratio  $h_{new}/h_{old}$  and the



Bemessungsvorschlag.  
Approach for design.

#### Verfasser / Authors

Eugen Brühwiler  
Prof., Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
eugen.bruehwiler@epfl.ch

Olivier Bernard  
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
olivier.bernard@oxand.com

Katrin Habel  
dipl. Bauing. TH  
katrin.habel@epfl.ch

Address  
EPFL – MCS  
Swiss Federal Institute  
of Technology Lausanne  
CH-1015 Lausanne

#### Referenzen / References

- [1] O. Bernard, K. Habel, E. Brühwiler; Numerical Study of Debonding between New and Old Concrete in Hybrid Structural Elements, Paper submitted to ACI – American Concrete Institute: Structural Journal, 2002.
- [2] P. Roelfstra; A numerical approach to investigate the properties of concrete – numerical concrete, Doctoral thesis n. 788, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland, 1989.
- [3] O. Bernard; Comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents (Long-term behavior of structural elements consisting of concretes of different age), Doctoral thesis n. 2283, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland (in French), 2000.
- [4] K. Habel, O. Bernard, E. Brühwiler; Numerical investigation of delamination in hybrid reinforced concrete elements. Proceedings of 3rd International Ph.D. Symposium, Vienna, Austria, p. 221–228, 2000.
- [5] CEB-FIP 90 Model Code; CEB-FIB bulletins d'information N° 213/214, 1990.
- [6] ACI 318; 'Building code requirements for reinforced concrete', American Concrete Institute, Detroit, 1983.

Andrea Bergamini, Masoud Motavalli

## Projektdaten

### Region

Bangkok, Thailand

### Objekt

Schrägseile der RAMA-IX-Brücke

### Bauherr

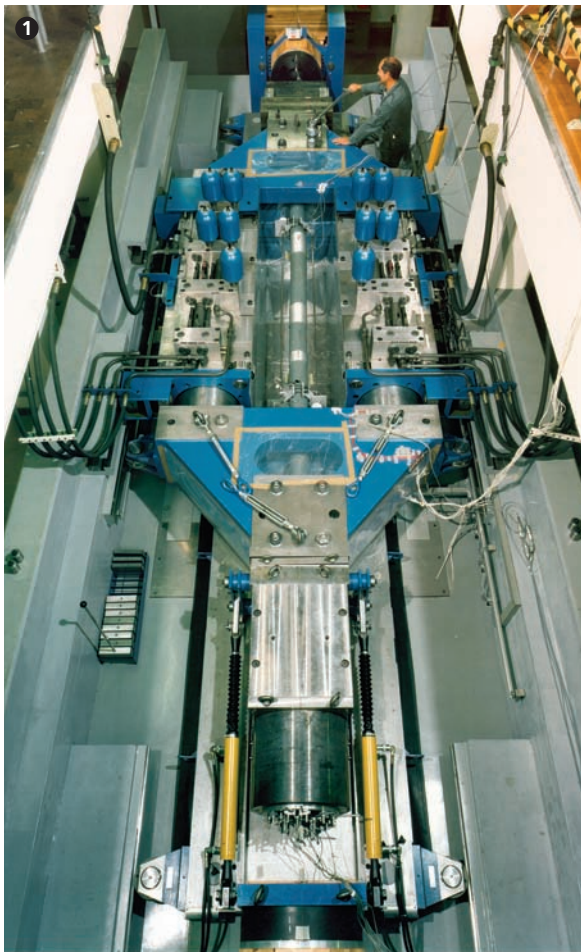
Express Transit Authority

### Projektleitung

EMPA, Abteilung Ingenieur-Strukturen, in Kooperation mit Thaipicon Intertrade Co. Ltd.

### Projektdauer

September 1986 bis Mai 1987, März bis November 2001



ELS 1043 Prüfeinrichtung mit eingebautem vollverschlossenem Seil (vor einem Versuch im Jahr 1986).  
*ELS 1043 tensile test bench with installed locked coil cable prior to a test, in 1986.*

Die EMPA spielt eine aktive Rolle sowohl bei der Durchführung von Systemprüfungen im Labor als auch bei der mit modernen Techniken insitu ausgeführten zerstörungsfreien Zustandsbeurteilung unter Betrieb. Die Beteiligung der EMPA an der Prüfung der Schrägseile für die RAMA-IX-Brücke in Südostasien ist ein Beispiel für diese Tätigkeiten.

## Systemprüfung

Die Systemprüfung, die im Auftrag des Herstellers der Schrägseile der RAMA-IX-Brücke in Bangkok, Thailand durchgeführt wurde, beinhaltete eine mehrfache stufenweise Belastung (bis 48 Laststufen) der Seile. Anschließend wurde die Belastung bis zum Bruch erhöht. Diese Prüfungen wurden nach den Spezifikationen des Herstellers an allen Seiltypen (vollverschlossen, Durchmesser zwischen 121 mm und 167 mm) realisiert. Während der Versuche wurden verschiedene Messungen durchgeführt: Dehnung der freien Länge, Einzug mehrerer Einzeldrähte und Verformung der Ankerköpfe an verschiedenen Punkten. Die sehr hohe Bruchlast der Seile führte dazu, dass die maximale Kapazität von 30 MN der EMPA-Zugprüfmaschine ELS 1043 fast ausgenutzt wurde.

Grundlage für die Durchführung der Systemtests sind heute weitgehend zwei Empfehlungen (vom Post Tensioning Institute bzw. von der *fédération internationale du béton*), die unter Bauherren und Seilherstellern breite Akzeptanz genießen. Im Allgemeinen bestehen solche Prüfungen aus einem Ermüdungszugversuch ( $2 \times 10^6$  Lastzyklen) und einem darauf folgenden Belastungsversuch bis zum Bruch, der in der Einrichtung von Bild 1 durchgeführt wird. Diese Versuche sind an der EMPA dank moderner Infrastruktur und gut ausgebildetem Personal realisierbar. In einigen Fällen werden spezielle Prüfeinrichtungen für

## Introduction

*Stay cables represent a highly critical element of many bridges around the world. Prior to their installation on a bridge, great care is given to the acceptance tests that are used to assess the fitness of such systems for use.*

*Today, the number of cable-stayed bridges operated around the world and their average age justify the investment of resources in the development and application of non-destructive testing methods for the assessment of the conditions of stay cables. The assessment of the health of critical elements such as stay cables contributes to preserve the safety and serviceability of the structures.*

*EMPA is an active player both in the execution of system tests prior to their installation and in the in situ assessment of the conditions of stay cables under operational conditions, using modern techniques. The involvement of EMPA in the testing of the stay cables of a bridge in Southeast Asia is an example for these activities.*

## System acceptance tests

*The system acceptance test commissioned by the manufacturer of the stay cables of the RAMA IX Bridge in Bangkok, Thailand, consisted of a multiple-step loading (up to 48 discrete steps) of the stay cables. Subsequently the load was increased up to the ultimate tensile strength of the cable. The tests were performed on all cable types (locked coil cables with diameters varying between 121 mm and 167*

## Einleitung

Schrägseile werden vor dem Einbau auf der Brücke zur Beurteilung ihrer Eignung strengen Systemprüfungen unterzogen. Im Verlauf ihres Lebens jedoch wird ihr Zustand nicht mehr gleich intensiv überprüft.

Weltweit existiert eine grosse Anzahl Schrägseilbrücken mit einem durchschnittlich hohen Alter. Diese Tatsache rechtfertigt Investitionen für Entwicklung und Anwendung zerstörungsfreier Prüfmethode für die Zustandsbeurteilung der Seile. Dadurch wird ein Beitrag geleistet zur Erhaltung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit dieser Bauwerke.

## Project data

### Region

Bangkok, Thailand

### Object

Stay cables of the RAMA IX Bridge

### Owner

Express Transit Authority

### Project Leader

EMPA, Department of Structural Engineering, in cooperation with Thaipicon Intertrade Co. Ltd.

### Time Frame

Sept. 1986 to May 1987, March 2001 to November 2001

besondere Fragestellungen entwickelt, wie der Ermüdungsversuch an einem Sattel für Schrägseile (vgl. Bild 2).

## Zerstörungsfreie Untersuchung vor Ort

Zum einen sind Schrägseile während ihres Lebens mechanischen, thermischen und chemischen Belastungen ausgesetzt, welche die Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes beeinträchtigen können. Zum anderen verhindert die Komplexität der realen Betriebsbedingungen, z.B. zunehmende Verschlechterung des Strassenbelages, eine verbürgte Vorhersage über den späteren Zustand der Brücke. Dieser Unsicherheit kann mit zuverlässigen Untersuchungsmethoden begegnet werden. Die Modalanalyse von Schrägseilen [1], [2] (ambiente und/oder erzwungene Schwingungsversuche) ermöglicht die Bestimmung ihrer realen Belastungen (Bild 3) aufgrund der modalen Parameter des Systems. Im Jahr 2000 wurde die EMPA ausgewählt, mit ihrer zerstörungsfreien Prüfmethode den Zustand der Schrägseile der RAMA-IX-Brücke zu untersuchen. Die grösste Herausforderung bei der zerstörungsfreien Prüfung von Schrägseilen mit grossen Durchmessern – wie bei dieser Brücke – liegt darin, dass der grosse Querschnitt (bis 22 400 mm<sup>2</sup>) des Seils magnetisch gesättigt werden muss. Die benötigte Feldstärke wurde im neu entwickelten Prüfgerät von einem Elektromagne-

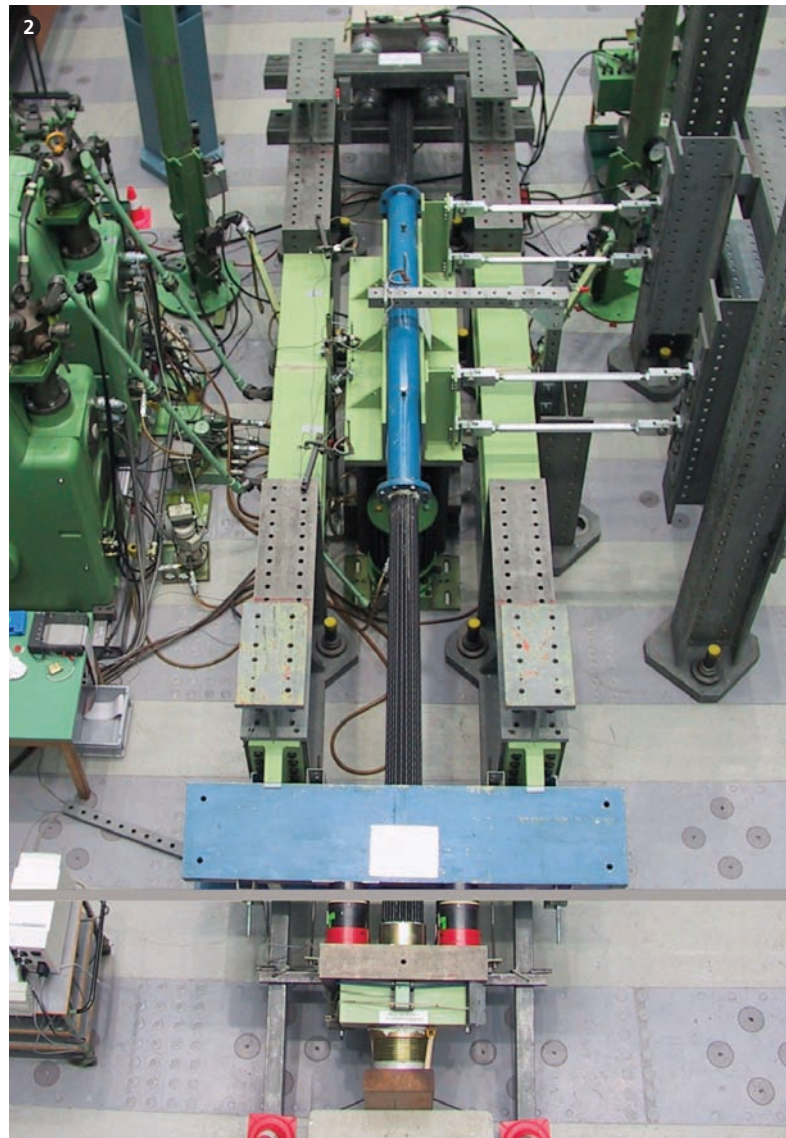
mm) according to the specifications of the manufacturer. Several measures such as the elongation of the free length of the sample as well as the draw-in of several wires in both anchor heads and the deflection of the anchor heads at several points were taken. Due to the very high ultimate tensile strength of the cables, the 30 MN ELS 1043 test bench was operating nearly to the maximum of its capacity.

Nowadays two recommendations (from the Post Tensioning Institute and from the *fédération internationale du béton*) for the acceptance tests are widely accepted by the manufacturers and the end users of stay cable systems. Gener-

ally, the tests are comprised of a fatigue tensile test ( $2 \times 10^6$  load cycles) followed by a tensile test up to failure performed in the device showed in figure 1. EMPA with its infrastructure and qualified personnel performs such tests for various customers. In some cases test procedures are developed to address specific questions, such as for the fatigue test performed on saddle systems for stay cables (figure 2).

## Nondestructive evaluation in situ

Once stay cables are installed in the structure, they are subject to mechanical, thermal and chemical loads that may eventually impair



Sattelversuch an einem 37-Litzen-System (im Jahr 2002).  
Saddle test performed in the year 2002, on a 37 parallel strands system.



3 Beschleunigungsaufnehmer auf einem Schrägseil, installiert für einen Schwingungsversuch.  
Accelerometers installed on a stay cable for an ambient vibration test.

ten (vgl. Bild 4) erzeugt, anstatt von Permanentmagneten, die sich bei Seilen mit kleinem Durchmesser bewährt hatten. In Verbindung mit dieser Modifikation wurden die Hard- und Software für einen zuverlässigen Einsatz des Prüfgerätes im Feld weiterentwickelt [3]. In Bild 4 sind erkennbar:

- Positionssensor, (rot)
- Analoge Datenleitungen von den Sensoren zum Messrechner, (blau)
- Induktionsspule (Magnetisierungseinheit), (grün)
- Stromquelle für die Induktionsspule, (gelb).

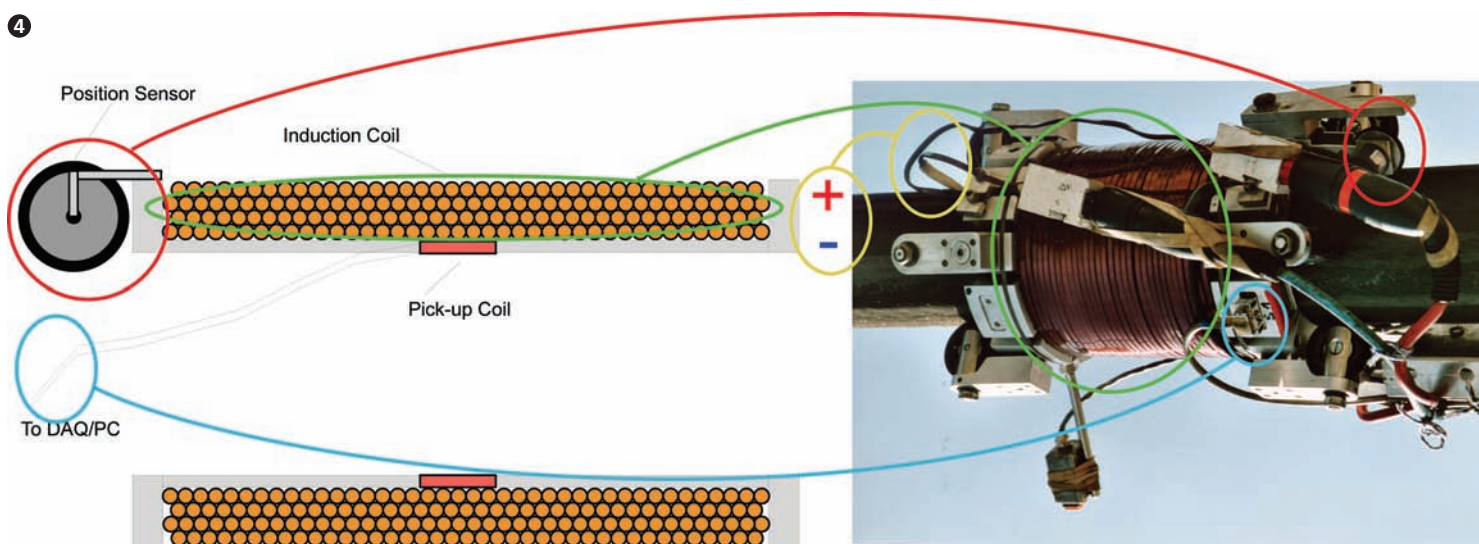
Als Ergebnis der Entwicklungsarbeit aus den Jahren 2000 und

*the safety and serviceability of the structure. In addition to such environmental influences, changes in operational conditions (e.g. higher traffic volume, increase in dynamic loads due to the deterioration of the road surface) make the a priori estimation of the conditions of the structure impossible and call for reliable inspection techniques. Modal testing of the stay cables (forced and/or ambient vibration tests) [1], [2] make it possible to determine the real load patterns of the cables (figure 3) based on the modal parameters of the system.*

*In the year 2000 EMPA was selected to perform an in situ assessment of the conditions of the stay*

*cables of RAMA IX Bridge using its nondestructive evaluation equipment. The main challenge in the assessment of the condition of stay cables of large dimensions such as the cables of the RAMA IX Bridge with magnetic methods is the need to magnetically saturate the large cross section (up to 22,400 mm<sup>2</sup>) of the cables. In order to obtain the high field intensities needed to saturate the cables, the new equipment used for the non-destructive evaluation (NDE) of large diameter cables is fitted with an electromagnetic device instead of the permanent magnets used for small diameters, as shown in figure 4. In connection with this modification a number of new*

4 Schema der Apparatur mit den wichtigsten Komponenten für die zerstörungsfreie Untersuchung von Schrägseilen.  
Schematic representation of the NDE equipment with its most important components.



2001 konnte die EMPA ihre langjährige Erfahrung auf dem Gebiet der zerstörungsfreien Prüfung von Stahlseilen zusammen mit einer neu entwickelten computerunterstützten Apparatur in Bangkok einsetzen (Bild 5). Im September 2001 wurde die Untersuchung der Seile erfolgreich beendet. Die Untersuchungsergebnisse wurden dem Auftraggeber zugestellt. Sie dürfen durch die EMPA nicht veröffentlicht werden.

In Zukunft wird die EMPA ihre Präsenz auf dem Gebiet der Schrägseile verstärken: mit neuen Entwicklungen zur zerstörungsfreien Untersuchung des Ankerbereiches und mit adaptiven Systemen zur Minderung von Seilschwingungen.

### Zusammenfassung

In den Jahren 1986/87 war die EMPA das erste Mal an der Untersuchung der Schrägseile für die RAMA-IX-Brücke in Bangkok beteiligt. Damals wurden Proben aller für die Brücke produzierten Seiltypen in der EMPA-Zugprüfmaschine ELS 1043 Systemtests unterworfen. Im Jahr 2001 erhielt die EMPA den Auftrag, mit ihrer zerstörungsfreien Untersuchungsmethode diese Schrägseile im Rahmen einer Gesamtinspektion des Bauwerks zu überprüfen. ●

*hardware and software developments were needed in order to obtain a reliable prototype of the equipment for field applications [3].*

*Figure 4 shows:*

- *Position sensor, (red)*
- *Analog signal lines from the sensors to the data acquisition system, (blue)*
- *Induction coil (magnetizing device), (green)*
- *current source for the induction coil, (yellow).*

*As a result of the development work performed in the years 2000 and 2001, EMPA could deliver its long-standing know-how in the field of nondestructive evaluation of steel cables in connection with a newly developed computer-based NDE equipment. In September 2001 the inspection of the stay cables was completed (figure 5) and the test report was issued. The measurement results are confidential and cannot be published. Also in the future EMPA will reinforce its presence in this field with new developments such as the nondestructive investigation of the anchor heads of stay cables and adaptive systems for the mitigation of the vibrations of stay cables.*

### Summary

*EMPA was involved with the assessment of the conditions of the stay cables of the RAMA IX Bridge since their first days, 15 years ago. Samples of all cable types installed on the bridge were tested in EMPA's ELS 1043 tensile testing bench. Approximately 14 years later EMPA was asked to apply its NDE technology on the bridge as part of a planned general inspection of the structure.* ●



Sicht vom Pylon auf die am Seil angebrachte Prüfapparatur. View from the pylon of the equipment scanning a stay cable.

### Verfasser/Authors

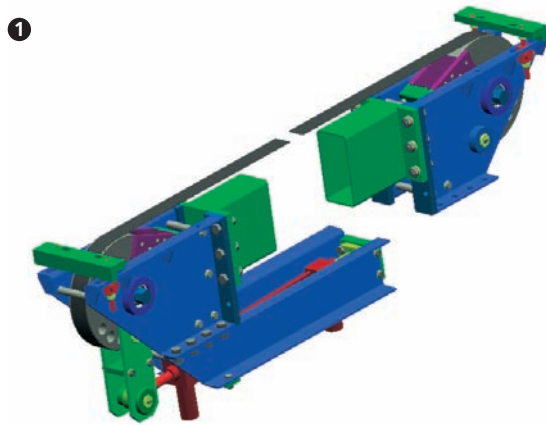
Andrea Bergamini  
dipl. Werkstoff-Ing. ETH,  
Gruppenleiter Seilsysteme, Abteilung,  
Ingenieur-Strukturen, EMPA,  
Überlandstrasse 129, CH-8600 Dübendorf,  
andrea.bergamini@empa.ch

Masoud Motavalli  
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH,  
Abteilungsleiter, Abteilung Ingenieur-  
Strukturen, EMPA, Überlandstrasse 129,  
CH-8600 Dübendorf,  
masoud.motavalli@empa.ch

### Referenzen/References

- [1] C.A.M. de Smet et al; "Ambient Vibration Study of the New Rheinbridge for Highway N4", Proceedings 14th International Modal Analysis Conference, Dearborn, Michigan, USA, 1996
- [2] G. Feltrin, M. Motavalli; "Vibration-based damage detection on a highway bridge", Proceedings, First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Barcellona, Spain, 2002
- [3] A. Bergamini; "Nondestructive testing of stay cables", Proceedings IABSE Conference on suspended bridges, Seoul, Korea, 2001

Urs Meier, Iwan Stöcklin



3-D-Darstellung des Spannrahmens, zurzeit ausgelegt für 50 kN Spannkraft und eine Länge von 10 m. Das Mehrfache ist problemlos möglich.

3D view of reaction frame; at present, a maximum tensioning force of 50 kN and maximum length of 10 m are feasible. However, several times these values will be possible in future.

### Zusammenfassung

Die Notwendigkeit, bei der nachträglichen Verstärkung mit Lamellen aus kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen (CFK) die Festigkeit besser zu nutzen, führte uns dazu, ein Verfahren für gespannte Lamellen zu entwickeln. Die gewählte Methode gestattet es, den Vorspanngrad in der Lamelle über deren Länge zu variieren. Dies erlaubt eine Applikation der gespannten Lamelle mit einer gradierten Abnahme der Vorspannkraft gegen die Enden derselben. Damit kann ein Abscheren der Lamellen ohne aufwändige Endverankerungen verhindert werden. Die zugehörige Spannausrüstung besteht aus zwei Spannköpfen mit einem entsprechenden Spannrahmen.

### Einleitung

Die in den 1980er-Jahren entwickelte Methode der nachträglichen Verstärkung mit extern aufgeklebten CFK-Lamellen [1] ist heute Stand der Technik. CFK-Lamellen wurden erstmals 1991 zur Verstärkung der Ibachbrücke bei Luzern eingesetzt. Dafür wurden damals 6 kg/Jahr benötigt. Im vergangenen Jahr fanden in der Schweiz über 120 t CFK für die

nachträgliche Verstärkung ihren Käufer. Die ausgezeichnete Korrosionsbeständigkeit, die sehr hohe Festigkeit, die guten Ermüdungseigenschaften und die geringe Rohdichte verhalfen dem Werkstoff CFK dazu, in Europa den Stahl für die nachträgliche Verstärkung zu verdrängen. In den meisten Fällen ersetzt 1 kg CFK, sofern die Festigkeit massgebend ist, 30–35 kg Stahl. Die geringe Rohdichte des Werkstoffs macht dessen Applikation derart einfach, dass die höheren Werkstoffkosten (CFK ist pro Volumeneinheit mehr als zehnmals teurer als Stahl) durch bedeutende Einsparungen bei den Arbeitskosten mehr als kompensiert werden. Die genannten, ausgezeichneten Werkstoffeigenschaften erhält man quasi als Mehrwert geschenkt. Die CFK-Lamellen werden wie Tapeten auf die Struktur geklebt und mit einem Gummroller aufgerollt. Im Gegensatz zu den schweren Stahlplatten müssen sie während der Aushärtungszeit nicht angepresst werden.

### Gespannte Lamellen für die nachträgliche Verstärkung

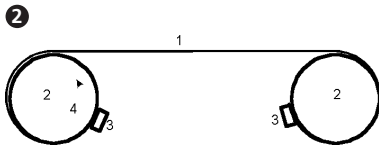
Die zukünftigen Entwicklungen müssen darauf ausgerichtet werden, die sehr hohen Festigkeiten der CFK besser zu nutzen. Der Preis für Kohlenstofffasern dürfte in den kommenden Jahren weiterhin fallen. Moderne Produktionsmethoden für CFK-Lamellen mit thermoplastischen anstelle duromerer Matrixsysteme werden die Kosten zusätzlich reduzieren. Trotz diesen positiven Aussichten bleiben CFK im Vergleich zu klassischen Baustoffen sehr teuer, und wir können es uns nicht leisten, nur 10 bis 15% der verfügbaren hohen Festigkeiten (3000–3300 MPa) zu nutzen, wie dies heute mit den nicht gespannten Lamellen der Fall ist. Deuring

### Abstract

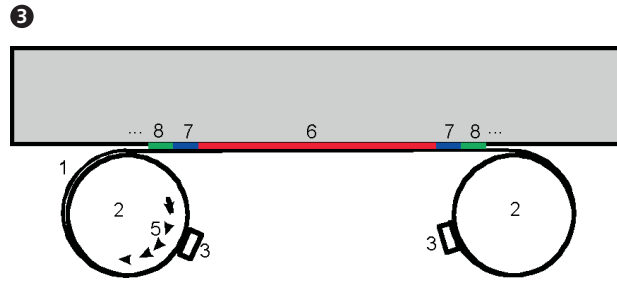
The need for better use of the strength of carbon-fibre-reinforced polymer (CFRP) strips for post-strengthening led us to the developing of a system for prestressed strips. A method was found to allow variation of the prestress in the strip. This in turn permits application of the strip with a gradual reduction of prestress to zero at the ends, ruling out the risk of shearing in the concrete while obviating the need for elaborate end anchorage. The associated tensioning device comprises two tensioning units connected to each other in the required length via a reaction frame.

### Introduction

The post-strengthening method developed in the 1980s [1] for the refurbishment of structures using externally epoxy-bonded CF-composite strip is now in common use. CF-composite strip was first applied in 1991 to strengthen the Ibach bridge near Lucerne. Consumption of the material at that time totalled a mere 6 kg per annum. Last year, over 120 tonnes of CF composites were sold in Switzerland for use in post-strengthening. The material's excellent corrosion resistance, extremely high strength, high stiffness, good fatigue performance and low bulk density have already enabled it to supplant steel for these applications in much of Europe. In most cases, 1 kg of CF composites can match 30–35 kg of steel in terms of strength. The material's low density makes its application so straightforward compared to steel that the additional cost (CF composites are some ten times more expensive per unit volume) is more than recouped by labour savings due to the extreme ease of handling. The first-rate material properties mentioned above are effectively thrown in



Vorspannung der Lamelle.  
Prestressing of strip.



Aufbau einer Gradientenvorspannung (schematisch, nicht maßstäblich).  
Production of prestress gradient in strip (schematic, not to scale).

[2] demonstrierte überzeugend, dass mit gespannten Lamellen das Problem gelöst werden kann. Obwohl verschiedene Lösungen für gespannte Lamellen untersucht wurden und sich im Laboratorium und als Pilotapplikationen bewährten [3], war der Praxiseinsatz bisher wirtschaftlich gesehen unbedeutend. Hauptemmnis für die verschiedenen Systeme waren die aufwändigen Endverankerungen. Die technisch positiven Ergebnisse mit der Gradientenverankerung von CFK-Paralleldrahtbündeln [4] führte in der EMPA zur Entwicklung eines analogen Systems für gespannte Lamellen. Dieses erlaubt, die Vorspannung gegen die Enden der Lamellen zu reduzieren und damit das vorzeitige Abscheren der Lamellen ohne teure Endverankerungssysteme zu verhindern.

Das in der EMPA entwickelte Spanngerät ist in Bild 1 dargestellt. Wie in Bild 2 gezeigt, wird die CFK-Lamelle (1), etwa zu drei Viertel um die Spannwalzen (2) geführt und eingespannt (3). Durch das Verdrehen (4) einer dieser Walzen kann die Lamelle auf die gewünschte Vorspannung gespannt werden. Dieses Vorgehen bietet bedeutende Vorteile. Die Lamelle liegt zuoberst auf der Spannvorrichtung und kann direkt an die zu verstärkende Struktur herangeführt werden. Durch die Umschlingungsreibung der Lamelle auf der Walze wird die verbleibende Spannkraft in der Einspannung (3) am Lamellenende stark reduziert. Die Kräfteinleitung in die CFK-Lamelle ist nicht mehr kritisch und somit sind keine aufwändigen Vorarbeiten, wie Verkleben mit Spannköpfen

an added value. CF-composite strip is best applied as a "structural wallpaper" using a rubber roller; unlike externally bonded steel plate, it does not require support or contact pressure while the resin cures.

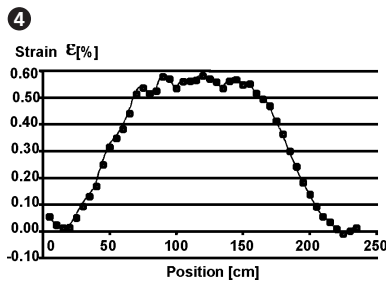
### Tensioned CFRP strips for post-strengthening

The focus of future developments should be on better exploitation of the potential offered by CF composites. The price of carbon fiber is likely to drop still further over the next one to three years. Modern production processes for strip made from thermoplastic rather than thermosetting matrix systems will likewise help to squeeze the cost significantly. However, despite the favourable price trends, CF composites remain very expensive compared to traditional construction materials, and we cannot afford to utilise only 10–15% of the high strengths (3000–3300 MPa) offered by the material, as is currently the case with non-prestressed bonded strips. The work carried out by Deuring [2] convincingly demonstrates how prestressing may, in principle, provide an answer to the problem. Though various outline solutions have already been investigated under laboratory conditions and in pilot tests [3], their impact on practice has so far been negligible. All concepts produced to date are uneconomical due to the elaborate end anchorage systems required.

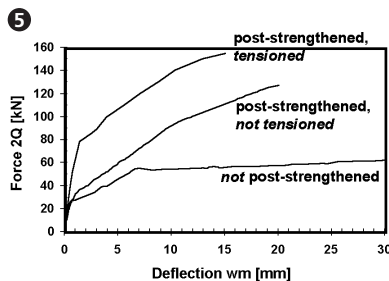
The positive results achieved with the "gradient" anchorage of parallel-wire CF-composite cable [4] led EMPA to contemplate the possibility of developing a similar

anchorage system for prestressed strip. To this end, a method was developed to allow variation of the prestress in the strip. This in turn permits application of the strip with a gradual reduction of prestress to zero at the ends, ruling out the risk of shearing in the concrete while obviating the need for elaborate end anchorages or tensioning heads.

The associated tensioning device developed at EMPA comprises two tensioning units connected to each other in the required length via a frame (see reaction frame in figure 1). As shown in figure 2, roughly three quarters of the strip (1) are carried around the tensioning rollers (2) and the ends clamped in position (3). The strip may then be tensioned to the required level by turning (4) one of the rollers. This method offers major benefits. As the strip lies on top of the top of the tensioning device, it may be offered up directly to the structural element to be strengthened. The wrapping friction of the strip on the roller greatly reduces the residual tensioning force in the clamping devices (3) at the strip ends. As force transmission to the strip is not a critical factor, no elaborate preliminaries such as bonding the strip to anchor heads are required. Adhesive is applied to the tensioned strip (figure 3), which is offered up to the prepared substrate. The strip is bonded with a prestress gradient, i.e., the prestress in the strip gradually diminishes between the centre and either end. This is achieved (figure 3) by first bonding a fully pretensioned section (6) in the middle of the strip, before slightly



Dehnung  $\varepsilon$  im Längenverlauf einer 1 mm dicken und 50 mm breiten CFK-Lamelle mit gradiertem Vorspannung. Verklebung mit Epoxidharz auf Beton. *Strain  $\varepsilon$  over length of 1 mm thick, 50 mm wide CF-reinforced epoxy resin strip bonded to concrete with prestress gradient.*



Vergleich der Ergebnisse von Belastungsversuchen eines nicht nachträglich verstärkten, eines mit einer schlaff aufgeklebten und eines mit gradiertem Vorspannung aufgeklebten CFK-Lamelle verstärkten Stahlbetonbalkens. CFK-Verstärkungslamelle 50 mm x 1 mm.

*Comparison of the results of loading tests of beams not post-strengthened, post-strengthened with a not tensioned CFRP strip (50 mm x 1 mm) and with a tensioned strip of the same type and cross section.*

usw., mehr erforderlich. Auf die gespannte CFK-Lamelle wird Klebstoff aufgetragen (Bild 3) und an die vorbereitete Struktur herangeführt. Die Lamelle wird mit einem Vorspanngradienten angeklebt, d. h., die Vorspannung in der Lamelle nimmt gegen ihre Enden hin ab. Dies kann erreicht werden (Bild 3), indem zuerst ein Bereich (6) in der Mitte der Lamelle voll vorgespannt verklebt wird. Danach wird die Spannkraft im System leicht reduziert (5) und in den daneben liegenden Bereichen (7) der Verbund hergestellt. Die Spannkraft wird wieder etwas reduziert (5) und es wird auf beiden Seiten ein weiteres Stück geklebt (8). Dieses Vorgehen wird so lange wiederholt, bis man den gewünschten gradierten Vorspannungsverlauf in der Lamelle erreicht hat. Die jeweilige Aushärtung wird mit einem elektrischen Heizungssystem beschleunigt und erlaubt den Abschluss der Verklebung, bevor im Klebstoff die Offenzeit in den letzten Abschnitten überschritten wird. Die Anwendung von elektrischen Heizungssystemen erreichte in den vergangenen Jahren den jeweiligen Stand der Technik [5]. Dies erlaubt die gewünschte selektive Aushärtung über die Lamellenlänge.

### Folgerungen

Die EMPA verfügt über eine einsatzbereite Spanneinrichtung, wie sie oben beschrieben wurde. Erste Experimente mit der Gradientenverankerung unter Laborbedingungen waren sehr erfolgreich (Bilder 4 und 5). Die Zukunft wird zeigen, ob dieser Lösungsansatz sich in der Praxis durchsetzen kann und die Festigkeiten der CFK-Lamellen mit einer Vorspannung von 1000–2000 MPa kommerziell erfolgreich genutzt wird.

*easing the tensioning force in the system (5) and bonding the adjoining sections (7). The tensioning force is then again slightly reduced (5), and another section bonded at either side (8). This process is repeated until the required prestress gradient in the strip is achieved. A system of electric heating is used to speed up curing of the adhesive in the bonded sections and allow bonding of the subsequent sections within the pot life of the adhesive. Use of electric resistance heating has become standard in the last two years [5]. As the strip exhibits relatively low thermal conductivity, this method allows very selective curing of the adhesive over the bond length.*

### Conclusions

*EMPA now has an operational prototype of the reaction frame described above. Initial experiments with graded prestressing under laboratory conditions have proved very successful (figures 4 and 5). The coming years will show whether these achievements may be exploited in practice and whether the use of CF-composite strip with high prestress (1000–2000 MPa) will prove a commercial success. The new method would at least allow full exploitation of the high material strength.*

#### Verfasser/Authors

Urs Meier  
Prof., dipl. Bauing. ETH  
EMPA, Überlandstrasse 129  
CH-8600 Dübendorf  
urs.meier@empa.ch

Iwan Stöcklin  
dipl. Maschinening. ETH  
EMPA, Überlandstrasse 129  
CH-8600 Dübendorf  
iwan.stöcklin@empa.ch

#### Referenzen/References

- [1] U. Meier; Brückensanierungen mit Hochleistungs-Faserverbundwerkstoffen, Material und Technik, vol. 15, pp.125–128, 1987.
- [2] M. Deuring; Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen, EMPA report no. 224, 1993.
- [3] U. Meier et al.; United States patent no. 5,617,685, 1997.
- [4] U. Meier et al.; United States patent no. 5,713,169, 1998.
- [5] H. Meier and A. Bleibler; The Latest R&D in Structural Strengthening with Bonded CFRP Laminates, Proceedings of the Conference on Structural Faults and Repair, London, 1999.



René Suter



1  
Umschnürung von Druckgliedern durch Kompositwerkstoffe, (Aramid- und Karbonfasern).  
Confinement of columns with FRP (Aramid and Carbon).

### Einleitung

Seit 1997 werden an der Hochschule für Technik und Architektur in Freiburg verschiedene Forschungsprojekte zur nachträglichen Verstärkung von Bauwerken mit Klebebewehrungen durchgeführt. Die Untersuchungen betreffen vor allem drei Themenkreise: die Umschnürung von Druckgliedern (Bild 1) mit Faserverbundwerkstoffen [1], die Verstärkung von Brückenpfeilern (Bild 2) gegen den Aufprall schwerer Fahrzeuge [2] und die Biegeverstärkung von Balken oder Platten. Auf dem Gebiet der Biegeverstärkungen wurde in einem ersten Projekt, in Zusammenarbeit mit Stahlton AG, das Verhalten von geklebten Stahl- und CFK-Lamellen verglichen. Die experimentellen Untersuchungen an fünf Stahlbetonplatten zeigten gewisse Mängel der CFK-Lamellen auf. So wurden im Gebrauchszustand erheblich grössere Verformungen gemessen als für Stahllamellen; im Bruchzustand konnten, infolge eines vorzeitigen Verbundversagens, die sehr hohen Festigkeiten des CFK-Werkstoffs nicht voll ausgenutzt werden. In den Schlussfolgerungen wurde unter anderem festgestellt, dass eine Vorspannung der CFK-Lamellen entscheidende Vorteile mit sich ziehen würde [3, 4].

### Vorspannung von CFK-Lamellen

Im Januar 2000 wurde, in Zusammenarbeit mit den Industriepartnern S&P Clever Reinforcement Company AG, Stahlton AG und Iten AG, ein zweites Projekt mit vorgespannten CFK-Lamellen in Angriff genommen. Das Ziel dieses Projekts war, die erwarteten positiven Auswirkungen der Vorspannung auf das Verhalten von verstärkten Bauteilen zu bestätigen [5].

Um die entsprechenden Vordehnungen aufzubringen, musste vorgängig ein praxistaugliches Spannsystem mit den entsprechenden Endverankerungen entwickelt werden. Ein erster Prototyp wurde durch die Firma S&P ausgearbeitet. Dieser wurde im Rahmen des Forschungsprojekts weiterentwickelt und erlaubt heute, die erforderlichen Dehnungen und Kräfte aufzubringen. Das Spannsystem besteht im Wesentlichen aus geschraubten und geklebten Stahlplatten, die als Endverankerungen dienen. Die Vorspannung wird durch eine Hydraulikpresse erzeugt, die sich auf diese Stahlplatten abstützt.

Zur Überprüfung des Vorspannsystems sowie der Endverankerun-

### Introduction

Since 1997 various research projects have been carried out at the High school of Technology and Architecture, Fribourg, for subsequent reinforcement of structures using bonded steel and CFRP strips. The investigations were concentrated on three main areas: confinement of columns (figure 1) with fibre-reinforced materials [1], reinforcement of bridge piers (figure 2) to resist impact of heavy vehicles [2], and the bending reinforcement of beams or slabs.

In the area of bending reinforcement, the behaviour of bonded steel and CFRP strips was compared in an initial project in collaboration with Stahlton Ltd. The experimental investigations on five reinforced concrete slabs showed certain deficiencies in the CFRP strips. In serviceability limit states, considerably higher deformations were measured than for steel strips; and due to the premature failure of the bonding, the high tensile strength of the CFRP material could not be exploited up to the breaking strength. In the conclusions it was established amongst other things that a prestressing of the CFRP strips would bring decisive advantages [3, 4].



2  
Schubversuche an Brückenpfeilern mit nachträglicher Verstärkung durch Aramidgelege.  
Shear tests on bridge piers with FRP reinforcement (Aramid sheets).

gen wurden über 50 Ausreißversuche durchgeführt (Bild 3). Nach Optimierung der verschiedenen Parameter konnten die Dehnungen in den CFK-Lamellen auf 10‰ erhöht werden, was einer Zugspannung von 1600 MPa entspricht.

### Biegeversuche an Stahlbetonplatten

Für die Untersuchung der vorgespannten CFK-Lamellen wurden vier Stahlbetonplatten in einem Biegeversuch geprüft (Bild 4). Um die Resultate vergleichen zu können, entsprechen die Prüfkörper bezüglich Lamellenverstärkung und Versuchsordnung denjenigen des ersten Forschungsprojekts (Tabelle 1).

#### Gebrauchszustand

Bei den durch zwei schlaffe CFK-Lamellen (50 mm) verstärkten Versuchsplatte LC3 sind die Durchbiegungen nur unwesentlich kleiner als diejenigen der unverstärkten Referenzplatte LC1 (Bild 5). Die CFK-Lamellen haben somit nur einen geringen Einfluss auf die Steifigkeit eines Betonbauteils im gerissenen Zustand II. Für die Versuchsplatten mit vorgespannten CFK-Lamellen sind die Durchbiegungen im Gebrauchszustand wesentlich kleiner. Die Vorspannung der Lamellen bewirkt ein längeres Verbleiben der Querschnitte im ungerissenen Zustand I. Nach dem Übergang in den Zustand II folgt die Durchbiegung der theoretischen Linie, berechnet unter Berücksichtigung von Biegemoment und Normalkraft.

Durch die überlagerte Normalkraft ändert sich auch der Spannungszustand im Schubbereich, sodass sich kaum mehr geneigte Querkraftrisse bilden.

#### Bruchzustand

Der Bruchwiderstand der Versuchsplatten ist stark vom Vorspanngrad der CFK-Lamellen abhängig. Die Erhöhung der Bruchlast beträgt für die mit schlaffen Lamellen (50 mm) verstärkten Versuchsplatten nur

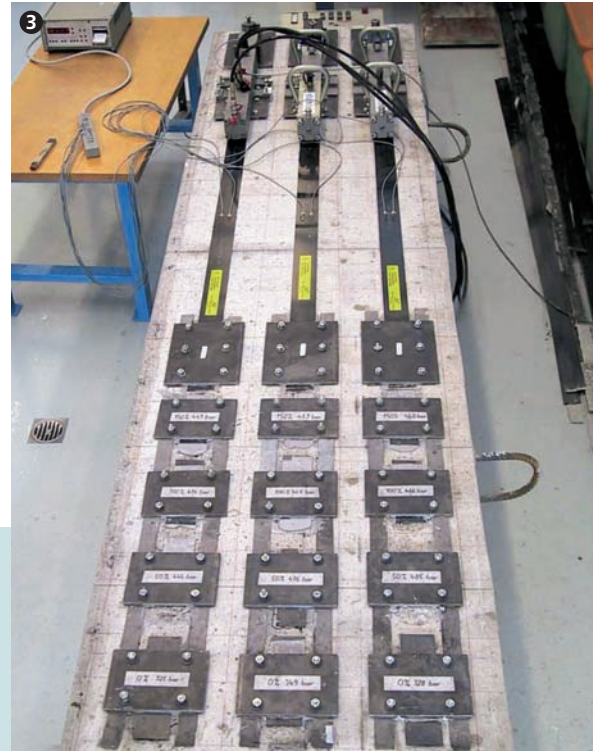
### Prestressing of CFRP strips

*In January 2000 a second project for prestressed CFRP strips was started in co-operation with the industrial partners S & P Clever Reinforcement Company Ltd, Stahlton Ltd and Iten Ltd. The objective of the project was to confirm the positive effects of prestressing on the behaviour of reinforced building elements [5]. In order to produce the necessary prestressing, a tensioning system with the appropriate anchorages had to be developed for practical use. An initial prototype was developed by the firm S & P. This was then further elaborated within the framework of a research project, and today it can generate the required stressing and forces. The tensioning system essentially consists of screwed and glued steel plates which serve as anchors. A hydraulic press, supported by the steel plates, generates the prestressing.*

*To check the prestressing system and the anchors, over 50 tearing-out tests were carried out (figure 3). After optimising the various parameters, the strain in the CFRP strips could be increased by 10%, which corresponds to a tensile strength of 1600 MPa.*

### Bending tests on reinforced concrete slabs

*For the investigation of the prestressed CFRP strips, four reinforced concrete slabs were tested in a bending experiment (figure 4). In order to be able to compare*



Prüfung der Endverankerungen.  
Tests on anchorage systems.

*the results, the test samples were similar in strip strengthening and test set-up to those in the first research project (table 1).*

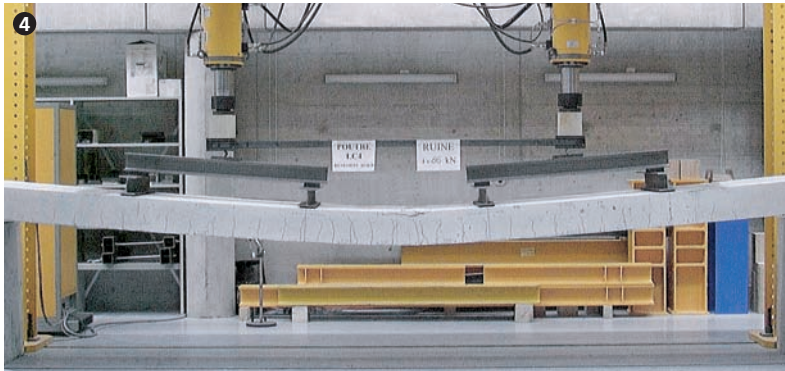
#### Serviceability limit states

*For the test slab LC3 reinforced by two untensioned CFRP strips (50 mm), the deflections are only insignificantly smaller than the non-reinforced reference slab LC1 (figure 5). The CFRP strips themselves thus have only a slight influence on the stiffness of a concrete structure in the cracked state II. The deflections in the serviceability state for the slabs with pre-*

Tabelle 1/Table 1

Bruchmomente und Bruchdehnungen der Versuchsplatten.  
Strains and bending moments at failure.

Versuch	Verstärkung	Vordehnung [‰]	Bruchmoment		Bruchdehnung [‰]
			[kNm]	[%]	
LC1	–	–	83	100	–
LC3	2 Lamellen 50 x 1,2 mm	0	94	114	4,2
LP1		4	119	145	4 + 7,8
LP3		6	141	171	6 + 8,9
LC5	2 Lamellen 80 x 1,2 mm	0	109	132	6,0
LP2		4	150	182	4 + 9,7
LP4		6	176	213	6 + 8,9



4 Biegeversuche an Stahlbetonplatten mit vorgespannten CFK-Lamellen.  
Testing arrangement for slabs with prestressed CFRP strips.

14%. Für die vorgespannten Lamellen beträgt die Erhöhung 45 bzw. 71 % (Tabelle 1).

Bei den schlaffen CFK-Lamellen wurde der Bruch ausgelöst durch den Versatz der Rissufer der geneigten Querkraftrisse. Dies führte zu einer starken Abminderung der Verbundkräfte zwischen Lamelle und Oberflächenbeton. Der Bruch der Versuchsplatten LP2 und LP4, mit Vordehnungen von 6‰, erfolgte durch ein Versagen der CFK-Lamelle auf Zug, bei Dehnungen von 14 bis 15‰ und Spannungen von ca. 2400 N/mm<sup>2</sup>. Es trat kein Abscheren der Verankerung auf; die nominelle Bruchspannung des CFK-Werkstoffs konnte fast ausgenutzt werden. Aufgrund der Versuche an sieben Stahlbetonplatten kann festgestellt werden, dass die Vorspannung von CFK-Lamellen einen sehr positiven Einfluss auf das

Verhalten von verstärkten Betonbauteilen ausübt. Dieser positive Einfluss betrifft sowohl den Gebrauchszustand (Verformungen, Rissbildung) als auch den Bruchzustand (Bruchwiderstand, Endverformungen).

Die Ursache für dieses verbesserte Verhalten bilden die folgenden Parameter:

- die Endverankerungen
- die überlagerte Normalkraft im Betonquerschnitt
- die Vordehnung der CFK-Lamellen
- das veränderte Rissbild und das Ausbleiben von geneigten Biegeschubrisen.

### Planung von vorgespannten CFK-Lamellen

Die Vorspannung von CFK-Lamellen eröffnet neue Gebiete in der Anwendung von Klebebewehrungen. Sie erlaubt die Ausführung

stressed CFRP strips are considerably smaller. Prestressing of the strips results in the fact that the samples remain longer in the non-cracked state I. After the transition to the state II, the deflection follows the theoretical line, calculated taking the bending moment and normal force into consideration.

Due to the superimposed normal force, the tensile state also changes in the shear region, so that hardly no more inclined shear-force cracks occur.

### Ultimate limit states

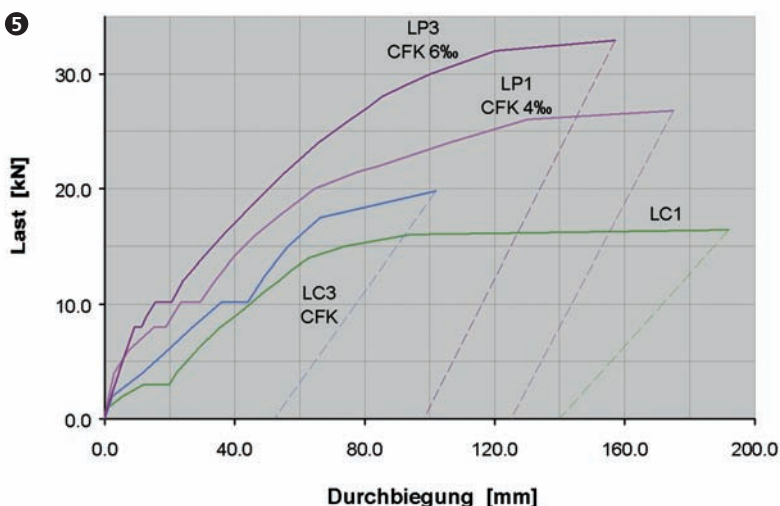
The breaking resistance of the test slabs is heavily dependent on the degree of prestressing of the CFRP strips. The increase in breaking load for the test slabs reinforced with slack strips increased the breaking load by only 14%. The increase in the case of the prestressed strips was 45% and 71% (table 1).

In the case of the slack strips, the breakage was initiated by the displacement of the crack borders in the inclined shear cracks. This led to a strong reduction in the bonding strength between the strips and the surface concrete.

The break of the test slabs LP2 und LP4, prestretched to 6‰, occurred because of failure of the CFRP strip in tensile, with extensions of 14 to 15‰ and tensions of approx. 2400 N/mm<sup>2</sup>. No shear in the anchorages zone occurred; the nominal tensile stress of the CFRP material could be exploited. On the basis of the tests on seven reinforced slabs it could be ascertained that prestressing of CFRP strips had a very positive influence on the behaviour of reinforced concrete structures. This positive influence is reflected in both the serviceability limit states (deformation, crack pattern) and the ultimate limit states (breaking resistance, final deformation).

The cause for this improved behaviour is to be found in the following parameters:

- the anchorage systems
- the superimposed normal force in the concrete cross section



5 Durchbiegungen der Versuchskörper in Feldmitte.  
Deflection of concrete slabs.

von Bauwerksverstärkungen mit aktiven Einwirkungen auf den Spannungszustand.

Für die Planung von Klebebewehrungen mit vorgespannten CFK-Lamellen können folgende Situationen unterschieden werden:

- Gefordert werden eine verbesserte Qualität der Verstärkung im Gebrauchszustand und eine höhere Ausnutzung der CFK-Lamellen im Bruchzustand (z.B. weit gespannte Flachdecken oder Unterzüge im Hochbau).
- Gefordert wird eine zusätzliche Normalkraft zur Überdrückung von Dehnfugen oder zur Stabilisierung grosser Verformungen infolge Kriechen, Schwinden oder Kräfteumlagerungen.

Im ersten Fall kann das Ziel mit dem beschriebenen System erreicht werden, mit Vordehnungen von 5 bis 6%. Die erforderlichen Geräte sind leicht, und das Risiko eines Lamellenbruchs ist bei sorgfältiger Ausführung gering.

Im zweiten Fall wird es notwendig, grössere Kräfte und damit höhere Vordehnungen (8% oder mehr) aufzubringen. Dies ist nur möglich mit schweren Geräten, einem grossen Aufwand sowie mit dem erhöhten Risiko eines Lamellenbruchs.

- *prestretching of the CFRP strips*
- *altered crack pattern and the absence of inclined shear cracks.*

### Planning of prestressed CFRP strips

*Prestressing of CFRP strips, opens new areas in their applications for strengthening. It permits strengthening of structures to be carried out with activating effects on the tensile state.*

*For the planning of reinforcement with prestressed CFRP strips the following situations can be differentiated:*

- *An improved quality is required in the strengthening in the serviceability limit state and a higher utilisation of the efficiency of CFRP strips in the ultimate limit state (e.g. widely spanned flat roofs or beams in building constructions).*
- *An additional normal force is required for overriding expansion joints or for stabilising large deformations resulting from creep, shrinkage or redistribution of forces.*

*In the first case the goal can be reached with the described system, with prestretching of 5 to 6%. The necessary equipment is light and the risk of a strip rupture is small if carefully executed.*

*In the second case it is necessary to apply larger forces and therefore larger prestretching (8% or more). This is only possible with heavy machinery, greater expenditure and thus with a greater risk of a strip rupture.*

*In the near future particularly the first case will be interesting from the technical and economical point of view with the system presented. It is more adapted to the special characteristics of bonded strip reinforcement and especially the CFRP strips. The second case would be more easily covered using externally placed tendons or strands.*

### Initial practical experience

*Subsequent to the experimental investigations, strengthening of several structures with prestretched CFRP strips could be carried out.*

*In an industrial building a reinforced concrete slab was strengthened for high loading and for restriction of deflection, which required a prestretching of the CFRP strips. In order not to hinder the construction progress, eight strips were prestretched simultaneously (figure 6).*

Verstärken einer Stahlbetondecke mit vorgespannten CFK-Lamellen.  
*Strengthening of concrete slabs with prestressed CFRP strips.*



In naher Zukunft wird mit dem vorgestellten System vor allem der erste Fall technisch und wirtschaftlich interessant sein. Er entspricht besser den Besonderheiten der Klebebewehrungen und insbesondere der CFK-Lamellen. Der zweite Fall wird einfacher durch aussen liegende Spannkabel oder Litzen aus Stahl abgedeckt.

## Erste praktische Erfahrungen

Im Anschluss an die experimentellen Untersuchungen konnten einige Verstärkungen von Bauwerken mit vorgespannten CFK-Lamellen durchgeführt werden.

In einem Industriebau wurde eine Stahlbetondecke für höhere Nutzlasten und zur Beschränkung der Durchbiegungen verstärkt, was eine Vorspannung der CFK-Lamellen erforderte. Um den Baufortschritt nicht zu beeinträchtigen, wurden jeweils acht Lamellen gleichzeitig vorgespannt (Bild 6).

In verschiedenen Fällen mussten Unterzüge von Betondecken aktiv verstärkt werden, um grosse Durchbiegungen für Zusatzlasten zu beschränken. Da diese Unterzüge relativ schmal waren, wurden jeweils drei CFK-Lamellen mit einem Querschnitt von 100 x 1,4 mm auf der Unterfläche und auf den beiden Seitenflächen angeordnet.

Alle durchgeführten Verstärkungen mit vorgespannten CFK-Lamellen konnten reibungslos abgewickelt werden. Das vorge-

stellte Spannsystem hat die Erwartungen erfüllt. Es ist jedoch wichtig, weitere Erfahrungen zu sammeln, um dieser vielversprechenden Technik zum Durchbruch zu verhelfen.

## Zusammenfassung

Seit 1997 werden an der Hochschule für Technik und Architektur in Freiburg verschiedene Forschungsprojekte zum nachträglichen Verstärken von Bauwerken durch Klebebewehrungen durchgeführt. Der Beitrag befasst sich mit der Vorspannung von geklebten CFK-Lamellen zur Verstärkung von Bauteilen aus Stahlbeton. Die experimentellen Untersuchungen zeigten, dass die Vorspannung von CFK-Lamellen einen sehr positiven Einfluss auf das Verhalten der verstärkten Bauteile ausübt. Die Verbesserungen betreffen sowohl den Gebrauchszustand (Verformungen, Rissbildung) als auch den Bruchzustand (Bruchwiderstand, Endverformungen).

Das entwickelte Vorspannsystem erlaubt, CFK-Lamellen mit einem wirtschaftlich vertretbaren Aufwand auf Dehnungen von 6 bis 8% vorzuspannen. Dies eröffnet neue Gebiete in der Anwendung von Klebebewehrungen, insbesondere die Ausführung von Bauwerksverstärkungen mit aktiven Einwirkungen auf den Spannungszustand. Verschiedene praktische Anwendungen konnten mit Erfolg durchgeführt werden. ●

*In various cases girders had to be actively strengthened in order to limit large deflections for additional loads. Since these girders were relatively small, in each case three CFRP strips with a cross section of 100 x 1.4 mm were arranged on the underside and on the two side faces.*

*All the strengthening projects with prestretched CFRP strips could be carried out without any hitches. The tension system presented above fulfilled the expectations. It is, however, important to gather further experience in order to assist the breakthrough of this promising technology.*

## Summary

*Since 1997, the High school of Technology and Architecture of Fribourg has been conducting research on the strengthening of structures using bonded steel or CFRP strips. This paper describes the recent research efforts in the prestretching of bonded CFRP strips. An experimental investigation was conducted. The results show that the prestressing of CFRP strips has a positive influence on the behaviour of reinforced concrete elements. Their improvements are with respect to both the serviceability limit state (deformation, cracking) and the ultimate limit state (failure load, deflection at failure).*

*During the research programme, an economical prestressing system was developed that allows prestretching of CFRP strips up to 6 or 8%. The ability to prestretch CFRP strips opens new possibilities in the strengthening of structures with bonded reinforcement, e.g. the external strengthening of beams and slabs and the repair of joints or post-tensioned couplers in bridge construction. ●*

### Verfasser/Author

René Suter

Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH

Hochschule für Technik und Architektur Freiburg

bd de Pérolles 80, CH-1700 Fribourg

rene.suter@eif.ch

### Referenzen/References

[1] R. Suter, R. Pinzelli; Confinement of Concrete Columns with FRP Sheets. FRPRCS-5 Conference "Non-metallic" Reinforcement for Concrete Structures. Cambridge, June 2001.

[2] R. Suter, F. Conus, R. Pinzelli, K. Chang; Reinforcement of Bridge Piers with FRP Sheets to resist Vehicle Impact. International Conference "FRP Composites in Civil Engineering". Hong Kong, December 2001

[3] R. Suter, Ch. Héritier; Renforcement de structures au moyen de lamelles collées en acier et en composite CFK. Chantiers, n° 2, 1999

[4] M. Deuring; Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen. Dissertation ETH Zürich, Nr. 10199, 1993

[5] R. Suter, D. Jungo; Vorgespannte CFK-Lamellen zur Verstärkung von Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5, 2001

Yves Schiegg, Hans Böhni, Fritz Hunkeler

**Einleitung**

Die Korrosion bei Stahlbetonbrücken und anderen Objekten des Tiefbaus ist hauptsächlich eine Folge der Beanspruchung durch Chloride aus Tausalzen. Man unterscheidet zwischen der Initiierungsphase und dem eigentlichen Korrosionsfortschritt. Während der Initiierungsphase werden die Chloride in den Beton hineintransportiert und bei Überschreitung eines bestimmten Grenzwertes wird die Korrosion an der Bewehrung ausgelöst. Eine zielgerichtete Bauwerkserhaltung benötigt nicht nur eine genaue Zustandserfassung, sondern auch Informationen über den aktuellen und weiteren zeitlichen Verlauf der Korrosion.

**Untersuchungstechniken und Feldversuche**

Für die Untersuchung des Korrosionsfortschritts wurde eine neue Messtechnik entwickelt, die es erlaubt, wichtige Parameter der Bewehrungskorrosion direkt am Bauteil zu erfassen. Dazu wurde eine auf Sensortechnik basierende Bauteilinstrumentierung entwickelt. Diese besteht aus mit Chlorid- und Widerstandssensoren ausgerüsteten Bohrkernen, aus dem zu untersuchenden Bauteil oder gleichartigen, labormässig hergestellten Probekörpern sowie isolierten korrodierenden Bewehrungsstäben, die ebenfalls in zylindrische Körper integriert werden (Bild 1). Die mit Sensoren ausgerüsteten Probekörper wur-

**Introduction**

The corrosion of reinforced concrete bridges and other road structures is mainly caused by chlorides from deicing salts. One can differentiate between the initiation stage and the corrosion propagation stage. During the initiation stage the chlorides are transported into the concrete, and when a critical level is exceeded, the corrosion is activated. A specific maintenance of the concrete structures requires not only exact knowledge of the present condition of a structure, but also information about the present and future propagation of the corrosion processes.

**Investigation techniques and field tests**

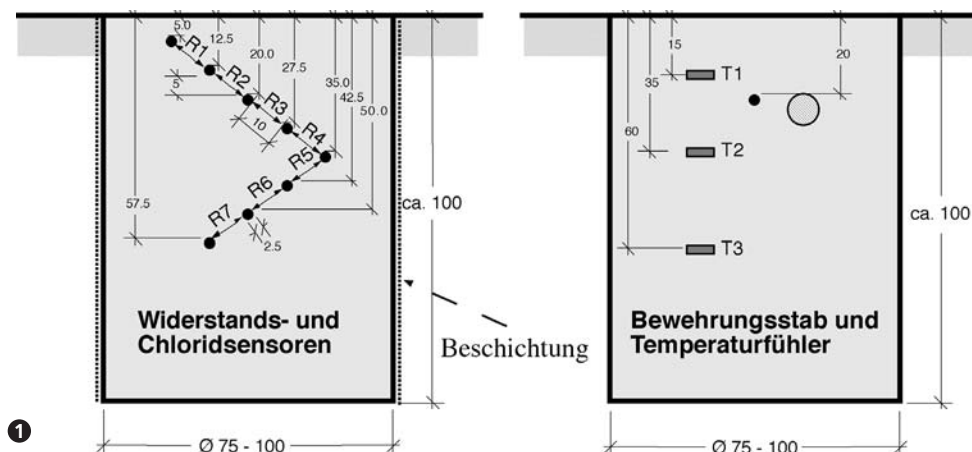
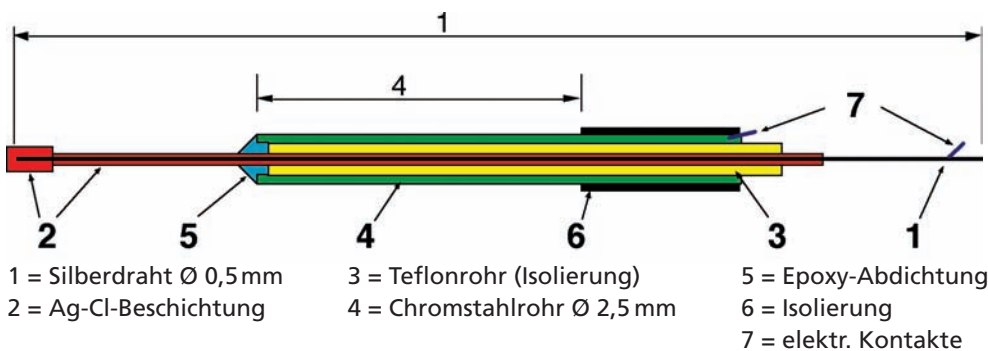
To investigate the corrosion propagation, a new measuring technique has been developed which allows important corrosion parameters to be measured directly at real structures. For this an instrumentation was developed which is based on a sensor device built into structures. It consists of drill cores taken from a concrete structure or which are prepared in the laboratory containing chloride and resistivity sensors as well as corroding reinforcing bars (figure 1). The cores equipped with sensors were then fixed into bore holes at different locations of the structures [1] and [4]. A data acquisition system was developed for the continuous recording of the corrosion parameters (measuring interval  $\geq 1$  minute).

**Results and discussion**

The results obtained during two to three years showed that the continuous monitoring has a decisive advantage over periodic single measurements (for example once per year) because the electrical concrete resistance and the corrosion current are strongly influenced by the environmental conditions (temperature and humidity) (figure 2). The variations

Chlorid- und Widerstandssensor für Feldmessungen (oben) und mittels Sensoren instrumentierte Bohrkern (unten). Messgrößen sind: elektrischer Betonwiderstand (Betonfeuchtigkeit) / Potenzial (Korrosionszustand, Chloridgehalt) / Korrosionsstrom (Materialabtrag) / Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit (Hilfsgrößen).

Chloride and resistivity sensor for field investigations (above) and drill cores instrumented with sensors (below). Parameters: electrical concrete resistance (concrete humidity) / potential (corrosion state, chloride concentration) / corrosion current (material loss) / temperature, relative air humidity (auxiliary variables).



den bei verschiedenen Bauteilen und Bauwerken in vorgängig ausgeführte Bohrlöcher eingemörtelt [1] und [4]. Für die Erfassung der Korrosionsparameter wurde ein Datenlogger mit kontinuierlicher Messdatenerfassung (Intervall  $\geq 1$  Minute) entwickelt.

## Resultate und Diskussion

Aus den während zweier bis dreier Jahre erhaltenen Resultaten lässt sich schliessen, dass die kontinuierliche Datenerfassung gegenüber periodischen (z.B. jährlichen) Handmessungen entscheidende Vorteile aufweist, da der elektrische Betonwiderstand und der Korrosionsstrom massgebend von den Umgebungsbedingungen (Temperatur und Feuchtigkeit) beeinflusst werden (Bild 2). Die Schwankungen dieser Messgrössen können zu Fehleinschätzungen führen. Mit kurzen Messintervallen über eine längere Zeit können sowohl kurzzeitige Veränderungen wie z.B. Tagesschwankungen als auch langfristige Unterschiede, die auf saisonale Schwankungen zurückzuführen sind, erfasst werden.

Für die Beurteilung des Feuchtehaushaltes in einem Stahlbetonbauteil und der Auswirkungen einer unterschiedlichen Betonfeuchtigkeit auf die Korrosionsgeschwindigkeit muss die Temperaturabhängigkeit des Betonwiderstandes gemäss folgender Gleichung kompensiert werden: (1). Anhand einer detaillierten Analyse der Daten konnte die Auswertung so verfeinert werden, dass der Betonwiderstand und der Korrosionsstrom korrekt modelliert werden konnten [2]. Die Temperaturkoeffizienten (a- und b-Wert) sind keine Konstanten, sondern von der Betonfeuchtigkeit abhängig. Aus diesem Grund ist es bei der Datenanalyse nicht zulässig, die a- und b-Werte über grössere Zeitabstände ( $> 24$  h) zu mitteln, wenn sich die Betonfeuchtigkeit innerhalb des betrachteten Zeitausschnitts wesentlich ändert.

Durch die Temperaturkompensation konnten neue Erkenntnisse

of these parameters can lead to misinterpretations. Using short measuring intervals over a long period of time, both short-time changes such as daily fluctuations, as well as long-term changes due to seasonal variations can be recorded.

For an assessment of the humidity exchange in a reinforced concrete structure and the consequences of a varying concrete humidity on the corrosion rate, the temperature dependence of the concrete resistance must be compensated according to the following equation: (1). On the basis of a detailed analysis of the data an improved evaluation procedure for the modeling of concrete resistance and corrosion current was developed [2]. The temperature coefficients (a and b values) are not constant values, but are dependent on concrete humidity. Therefore, mean values for a and b values over long time lags ( $> 24$  h) are not suitable, if concrete humidity has changed considerably over the observed time period.

By compensating temperature effect new findings on the humidity exchange of concrete structures were found. For all exposure conditions a characteristic course of the concrete resistivities could be observed. From this behaviour short-term humidity changes which only cause a change of the humidity directly below the surface of the concrete (small incidents), depth  $< 20$  mm, could be differentiated from deep-reaching humidity changes (large incidents) with transport zones over 40 mm (zone near the concrete surface with noticeable changes of concrete humidity as a consequence of weathering) (figure 3). Large incidents in concrete structures with direct weathering occur after a longer period of drying out only two to maximum three times per year, mainly in autumn/winter and in spring. If the water supply is too small, or the precipitation too short, or if the moisture content in the concrete is already high, a small incident occurs instead of a large incident.

(1)

$$R_{T1} = R_{T0} \cdot e^{b \left( \frac{1}{T1} - \frac{1}{T0} \right)}$$

$$I_{T1} = I_{T0} \cdot e^{-a \left( \frac{1}{T1} - \frac{1}{T0} \right)}$$

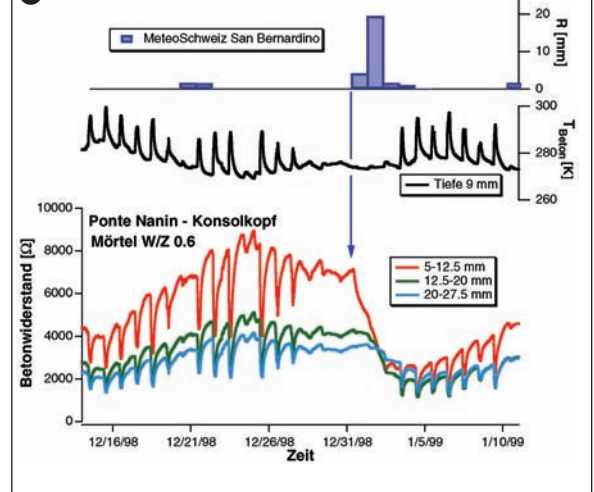
$R_{T1,0}, I_{T1,0}$	Betonwiderstand [ $\Omega$ ], Korrosionsstrom [mA]
$T_{1,0}$	Temperatur [K]
b, a	Temperaturkoeffizient [K]

$$R_{T1} = R_{T0} \cdot e^{b \left( \frac{1}{T1} - \frac{1}{T0} \right)}$$

$$I_{T1} = I_{T0} \cdot e^{-a \left( \frac{1}{T1} - \frac{1}{T0} \right)}$$

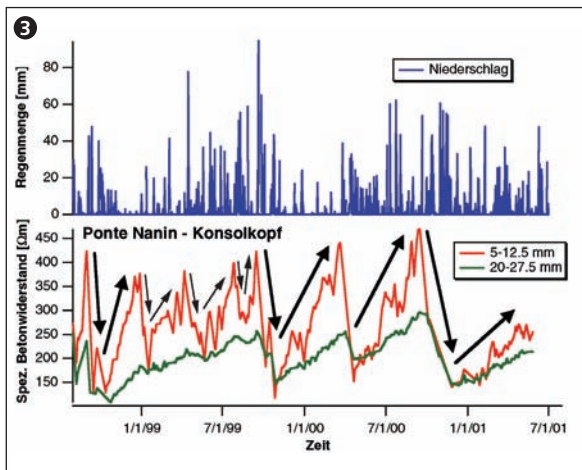
$R_{T1,0}, I_{T1,0}$	concrete resistance [ $\Omega$ ], corrosion current [mA]
$T_{1,0}$	temperature [K]
b, a	temperature coefficient [K]

(2)



Verlauf der Betonwiderstände in einem instrumentierten Bohrkern (Mörtel W/Z 0.6) beim unterwasserseitigen Konsolkopf der Ponte Nanin an der A13 oberhalb von Mesocco, Betontemperatur und Regenmengen pro Tag (Dezember 1998 bis Januar 1999). Quelle Regenmessungen: MeteoSchweiz, ANETZ-Station Nr. 45, San Bernardino.

Concrete resistances over time of an instrumented core (mortar w/c 0.6) in the edge beam of the Nanin bridge, A13, above Mesocco, concrete temperature and rain quantities per day (December 1998 to January 1999). Rain data from Swissmeteo, ANETZ station No. 45, San Bernardino.



Temperaturkompensierte spezifische Betonwiderstände als Funktion der Zeit für den Mörtel W/Z 0.5 beim Konsolkopf der Ponte Nanin. Gross- und Kleinereignisse der Wasseraufnahme und -abgabe sind mit Pfeilen speziell hervorgehoben. Quelle der Regendaten: MeteoSchweiz, ANETZ Station, San Bernardino.

*Temperature-compensated concrete resistivities over time of the mortar core w/c 0.5 in the edge beam of the Nanin bridge. Largely small incidents of water content changes are indicated with arrows. Rain data from Swissmeteo, ANETZ station, San Bernardino.*

über den Feuchtigkeitshaushalt eines Stahlbetonbauteiles gewonnen werden. Es konnte bei allen untersuchten Expositionen ein charakteristischer Verlauf der spezifischen Betonwiderstände beobachtet werden. Bei diesem Verhalten kann zwischen kurzzeitigen Feuchtewechseln (Kleinereignisse), die nur in Oberflächennähe, Tiefe < 20 mm, eine Veränderung des Betonwiderstandes bewirken, und tief reichenden Feuchtewechseln (Grossereignisse) mit Transportzonen bis > 40 mm (oberflächennahe Zone im Beton, in der sich Feuchtewechsel infolge der Bewitterung stark bemerkbar machen und Schwankungen des Wasserhaushalts besonders ausgeprägt sind) unterschieden werden (Bild 3). Grossereignisse treten nach einer längeren Phase des Austrocknens bei direkt bewitterten Bauteilen zwei- bis max. dreimal pro Jahr auf, vorzugsweise im Herbst/Winter und im Frühling. Ist das Wasserangebot zu klein, die Beaufschlagung zu kurz oder das Bauteil bereits feucht, entsteht anstelle des Grossereignisses ein Kleinereignis.

Im Spätherbst, während der Wintermonate und im Frühling, wo salzhaltiges Wasser von der Fahrbahn in kurzen Abständen mit der Betonoberfläche in Kontakt kommt, entsteht im Laufe der Zeit als Folge zahlreicher Kleinereignisse eine Anreicherung von Chloriden in den ersten 10 bis 20 mm des Überdeckungsbetons (Depot). Tritt in diesen Monaten eine längere Trockenphase auf, können die Chloride durch Grossereignisse in kurzer Zeit in beträchtliche Tiefen transportiert werden (kapillares Saugen). Auch wenn keine Chloride im Wasser gelöst sind, werden im Falle eines Grossereignisses zu einem beliebigen Zeitpunkt Chloride aus dem Depot tief in den Beton, evtl. bis auf Höhe der Bewehrung, geschleppt. Nebst Klein- und Grossereignissen finden Diffusionsprozesse statt, die ebenfalls zu einem langsamen, aber kontinuierlichen Eindringen der Chloridfront führen. Aus den Korrosionsstrommessungen und aus der Bestimmung der korrodierten Flächen bei nachträglich ausgebauten Bewehrungsstäben konnte mit Hilfe der Faraday-Gleichung der Korrosionsfortschritt (Abtragstiefe über die Zeit) berechnet werden (Bild 4). Hohe Korrosionsgeschwindigkeiten bis 0,6 mm/Jahr wiesen Bewehrungsstäbe in Bauteilen der Expositionsklassen XD3 und XD4 nach EN 206-1 2000 auf. Bei den Expositionsklassen XD1 und XD2 ist der Abtrag in den Korrosionsstellen deutlich langsamer. Die Abtragskurven belegen, dass hauptsächlich die Exposition des Bauteils und weniger der Chloridgehalt im Beton für den Korrosionsfortschritt ausschlaggebend ist. Aufgrund von Zustandsuntersuchungen an 25- bis 30-jährigen Tiefbauobjekten lässt sich schliessen, dass bei intensiv bewitterten Bauteilen die Abtragsphase zeitlich wesentlich länger sein dürfte als die Initiierungsphase. Es ist davon auszugehen, dass der Transport und die Anreicherung von Chloriden bis zur Initiierung der Korrosionsangriffe bei vielen Bauwerken in der

*In late autumn, during the winter months and in spring, when water containing deicing salts reaches the concrete surface in short intervals, an accumulation of chloride in the first 10 to 20 mm of the covering concrete occurs due to small incidents (chloride deposit). After drying periods during these months, large incidents of water containing salts lead to a deep-reaching transport of the chlorides (capillary suction). Even if no chloride is dissolved in the water, large incidents lead to an increase of the chloride concentration in higher depth levels due to transport of water and chlorides from the outer deposit. In addition to large and small incidents, diffusion processes occur that also lead to a slow but continuous increase of the chloride concentration in a larger depth.*

*From the corrosion measurements and the determination of the active corroding areas on the rebar probes the corrosion propagation (material loss over time) could be calculated with the Faraday equation (figure 4). Rebars in structures with exposure classes XD3 and XD4 according to EN 206-1 2000 showed high corrosion rates up to 0.6 mm/year, whereas the corrosion propagation in the exposure classes XD1 and XD2 was much lower. The propagation curves prove that the decisive factor for the increase of the corrosion processes is mainly the exposure conditions of the structure and only to a minor extent the chloride content in the concrete. On the basis of corrosion investigations at 25- to 30-year-old concrete bridges one can deduce that for structures with direct weathering the propagation period was considerably longer than the initiation period. This means that in Switzerland the transport and accumulation of chlorides and the activation of the corrosion processes already started only several years on completion of the concrete construction. Regarding the prediction of the corrosion propagation, a hyperbolic correlation between the con-*



Schweiz lediglich wenige Jahre gedauert haben.

Für die Prognose des Korrosionsfortschritts kann der gefundene hyperbolische Zusammenhang zwischen dem spezifischen Betonwiderstand und der Korrosionsgeschwindigkeit sowie die Zuordnung zu den Expositionsclassen XD1 bis XD4 nützlich sein (Bild 5). Bei spezifischen Betonwiderständen  $> 300 \Omega m$  ist die Änderung der Korrosionsgeschwindigkeit mit zunehmendem Widerstand gering (XD2 und XD1). Bei Widerständen  $< 300 \Omega m$  nimmt die Korrosionsstromdichte stark zu. Dies ist charakteristisch für die Expositionsclassen XD3 und XD4.

Das Online-Monitoring soll zukünftig dazu dienen, spezielle Fragestellungen bezüglich der Zustandentwicklung eines Bauteils zu beantworten. Es kann aber auch bei der Entwicklung neuer Instandsetzungsverfahren, neuer Materialien oder bei der Optimierung von Produkten im Rahmen eines Praxistests massgebende Informationen über den Erfolg solcher Massnahmen liefern [3].

## Zusammenfassung

Korrosionsprozesse bei Stahlbetonbauten sind komplexe Vorgänge, die durch die Interaktion der Umgebungsbedingungen mit dem Beton massgebend beeinflusst werden. Für die Untersuchungen zum Korrosionsfortschritt an Bauwerken wurde eine auf Sensortechnik basierende Bauteilinstrumentierung entwickelt, welche die wesentlichen Parameter der ablaufenden Prozesse kontinuierlich erfasst. Aufgrund der Resultate konnte der massgebende Einfluss der Exposition auf die Betonfeuchtigkeit und die Temperaturabhängigkeit des Betonwiderstandes wie auch des Korrosionsstromes gezeigt werden. Es konnten zudem neue Erkenntnisse über den Feuchtehaushalt eines Stahlbetonbauteiles und den Transport von Schadstoffen gewonnen werden.

crete resistivity and the corrosion rate was found, and an assignment to the exposure conditions XD1 to XD4 could be made (figure 5). There are only minor changes of the corrosion rate with concrete resistivities  $> 300 \Omega m$  (XD2 and XD1). But there is a sharp increase of the corrosion rate if the concrete resistivity is  $< 300 \Omega m$ . This is characteristic for the exposure conditions XD3 and XD4. In the future, online-monitoring can be used for special problems concerning the corrosion propagation of a structure. It can also give important informations concerning the development of new repair methods, new materials or the optimisation of repair products with the help of field investigations [3].

## Summary

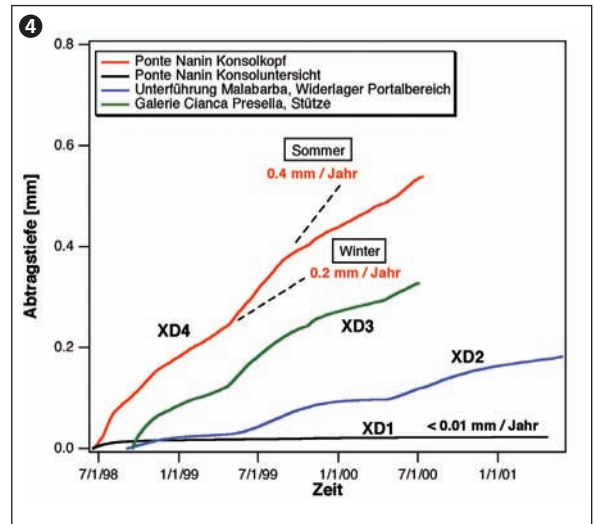
The corrosion of reinforced concrete structures is a complex process, which is largely influenced by the interaction of the environmental conditions with the concrete. An instrumentation based on sensor technique has been developed for the continuous assessment of important corrosion parameters. The results of the measurements showed the decisive influence of the exposure conditions on concrete humidity and temperature dependence of the concrete resistivity and corrosion current. In addition, new knowledge on humidity exchange in the concrete and the transport of aggressive substances could be obtained.

### Verfasser / Authors

Yves Schiegg  
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie  
und Korrosion  
ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich  
schiegg@ibwk.baug.ethz.ch

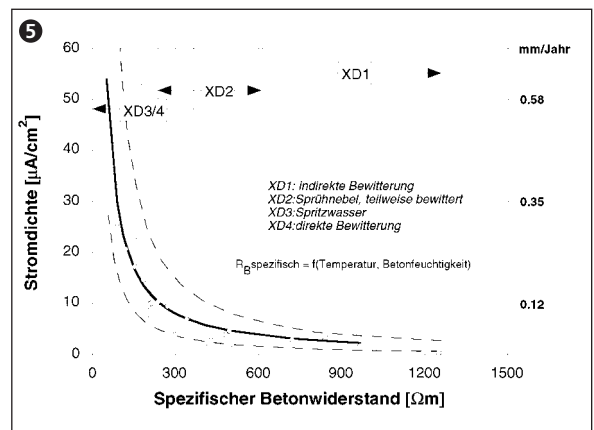
Hans Böhni  
Prof., Dr. sc. techn., dipl. Chemieing. ETH  
ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich  
boehni@ibwk.baug.ethz.ch

Fritz Hunkeler  
Dr. sc. techn., dipl. Werkstoffing. ETH  
Technische Forschung und Beratung  
für Zement und Beton (TFB)  
Lindenstrasse 10, CH-5103 Wildegg  
hunkeler@tfb.ch



Korrosionsfortschritt bei ausgewählten, unterschiedlich exponierten Bauteilen. Expositionsclassen nach EN 206-1 2000. XD1: indirekte Bewitterung. XD2: Sprühnebel, gelegentlich wasserbenetzt. XD3: Spritzwasser. XD4: direkte Bewitterung.

Corrosion propagation over time for different exposed concrete structures. Exposures according to EN 206-1 2000. XD1: indirect weathering. XD2: spray, partially wet. XD3: splash water. XD4: direct weathering.



Zusammenhang zwischen spezifischem Betonwiderstand, Korrosionsstromdichte respektive jährlichem Abtrag und Expositionsclassen nach EN 206-1 2000 bei chlorid-induzierter Korrosion.

Correlation between concrete resistivity/corrosion current density and annual material loss/exposure conditions respectively, according to EN 206-1 2000 for chloride-induced corrosion.

### Referenzen/References

- [1] Y. Schiegg, H. Böhni; Online-Monitoring der Korrosion an Stahlbetonbauwerken, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, p. 92-103, 2000.
- [2] Y. Schiegg, L. Audergon, B. Elsener, H. Böhni; Online-Monitoring of the corrosion in reinforced concrete structures, Proc. Eurocorr'01, Riva del Garda, Italy, 2001.
- [3] F. Hunkeler, Y. Schiegg, H. Ungricht; Eignung zweier Inhibitoren (MFP und Sika FerroGard-903) zur Instandsetzung von chloridbelasteten Stahlbetonbauten, VSS Bericht Nr. 554, Zürich, 2001.
- [4] Y. Schiegg; Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten, Diss. ETHZ, 2002.

Frank Jacobs



Lage Schöneichtunnel.  
Situation of the Schöneichtunnel.

### Review

With the first application of SCC in Europe in 1996 (France and Sweden), green light was given for SCC in Switzerland. At the end of 1996 the first large-scale investigations were started in the laboratory, and in 1998 the first test runs were carried out. SCC was introduced to a wider specialised public at the turn of the year 1998/99. A little later the first articles were published about SCC in Switzerland. From this time on, many information presentations were held and in many places SCC was tested with various degrees of success. At that time a certain euphoria prevailed that was later replaced from about the year 2000 onwards with a partial disillusionment. With the disillusionment, however, the most promising areas of application crystallised. The future market potential for SCC was estimated to be about 10% of the total concrete market. The major area of utilisation was perceived to be restoration work in civil engineering.

For concrete buildings in Switzerland the SIA 162 Standard is authoritative. In 14 pages this standard gives details of suitable concrete compositions and guidelines for important concrete properties. As an essential element in concrete construction for concrete with special properties (such as impermeability, frost resistance, frost and deicing salt resistance, chemical resistance and resistance to wear), the standard refers to systematic, conclusive initial experiments, which demonstrate that the set requirements for the concrete in the structure are attained. There are thus fewer exact specifications for the composition of concrete than there are properties attained with an appropriate composition. This approved methodology is also to be retained during the introduction of the European Concrete Standard EN 206-1 in 2003 in Switzerland. On

### Rückblick

Mit den ersten Anwendungen von SCC 1996 in Europa (Frankreich, Schweden) wurde der Startschuss für SCC in der Schweiz gegeben. Ende 1996 wurde mit den ersten grösseren Untersuchungen im Labor begonnen, die ersten Feldversuche wurden 1998 durchgeführt. Der breiteren Fachöffentlichkeit wurde SCC an der Jahreswende 1998/1999 vorgestellt. Kurze Zeit später wurden in der Schweiz erste Artikel über SCC publiziert. Ab diesem Zeitpunkt fanden viele Informationsveranstaltungen statt, und an vielen Stellen wurde der Einsatz von SCC mit mal mehr, mal weniger Erfolg ausprobiert. Es herrschte damals eine gewisse Euphorie, die ab etwa dem Jahr 2000 einer teilweisen Ernüchterung Platz machte. Mit der Ernüchterung schälten sich auch die am meisten Erfolg versprechenden Einsatzgebiete heraus. Das zukünftige Marktpotential für SCC wurde auf etwa 10% des gesamten Betonmarktes geschätzt. Als Haupteinsatzgebiete werden Instandsetzungsarbeiten im Hoch- und Tiefbau gesehen.

Für Betonbauten ist in der Schweiz die Norm SIA 162 massgebend. In ihr werden auf 14 Seiten Hinweise zu geeigneten Betonzusammensetzungen und Richtwerte für wichtige Beton-eigenschaften gegeben. Als ein wesentliches Element beim Betonbau verweist die Norm bei der Verwendung von Beton mit besonderen Eigenschaften (wie Dichtigkeit, Frostbeständigkeit, Frost-Tausalz-Beständigkeit, chemische Beständigkeit und Abriebfestigkeit) auf systematische, schlüssige Vorversuche, die zeigen, dass die gestellten Anforderungen an den Beton im Tragwerk erreicht werden. Es sind somit weniger die genauen Vorgaben zu der Betonzusammensetzung von Bedeutung als die mit einer geeigneten Zusammensetzung erzielten Eigenschaften. Diese bewährte Methodik soll auch bei der Einführung der europäischen Betonnorm EN 206-1 im Jahr 2003 in der Schweiz beibehalten werden. Aufgrund dieser liberalen Regelungen gab es keine normativen Probleme beim Einsatz von SCC in der Schweiz.

Für SCC bestehen nur bei der Frischbetonkontrolle spezielle, nicht normierte Prüfmethode: Ausbreitversuch, jedoch ohne Betonverdichtung und ohne 15-maliges Tischheben oder der gleiche Versuch, jedoch mit dem Setzmasskonus. Beim ersten Versuch werden Ausbreitmasse von 550 bis 650 mm, bei letzterem Versuch Ausbreitmasse von 600 bis 700 mm angestrebt. Soll SCC bei Bauteilen mit engen Bewehrungslagen eingesetzt werden, wird die schwedische L-Box verwendet.

### Einsatz von SCC in der Schweiz

Von verschiedenen Stellen wurden umfangreiche Versuche mit SCC durchgeführt, um die durch die hohen Mehlkorngelalte bedingten Betoneigenschaften zu bestimmen. Hierzu gehörten Versuche u.a. zur Bestimmung der Dauerhaftigkeitskenngrößen wie Durchlässigkeit, Frost-Beständigkeit, Frost-Tausalzbeständigkeit sowie das Schwinden und das Kriechen. Es bestätigten sich die betontechnologischen Erwartungen. Gravierende Vorbehalte gegenüber SCC kamen nicht zum Vorschein.

Unter SCC wird zumeist ein Beton mit einem W/Z-Wert  $< 0.5$  verstanden. Diese Art von SCC wird u.a. beim Neubau, z.B. bei schwierigen Verhältnissen, bei denen die Eigenschaft Selbstverdichtung wichtig ist, verwendet. Der Einsatz von SCC in Fertigteilwerken wurde an verschiedenen Stellen untersucht, fand jedoch bisher kaum Anwendung. Instandsetzungsarbeiten mit SCC stehen voluminös im Vordergrund.

### Instandsetzung des Schöneichtunnels

Die bisher grösste Anwendung von SCC fand bei der Instandsetzung der Schöneichtunnels in Zürich statt. Der Schöneichtunnel verbindet die Innenstadt von Zürich mit dem Autobahnring im Norden (Bild 1 und 2). Der Tunnel hat eine Länge von ca. 750 m. Rund 100 000 Fahrzeuge passieren täglich den Schöneichtunnel.

*the basis of this liberal ruling there were no normative problems with the utilisation of SCC in Switzerland.*

*For SCC there exist only for the fresh concrete test special, non-standard test methods: spread test, but without concrete compaction and without raising the table 15 times, or the same test, but with the slump cone. On the first test the spread values of 550–650 mm are aimed for, and with the final test spreads of 600–700 mm. If SCC is going to be deployed in building components with narrow reinforcements, the Swedish L-box is utilised.*

### Deployment of SCC in Switzerland

*Many trials with SCC have been carried out in various places to ascertain the properties affected by the high content of fine powdered materials. Among others, these trials were carried out to determine the durability characteristics such as permeability, frost resistance, frost and deicing salt resistance as well as shrinkage and creep. The expectations based on concrete technology were confirmed. No serious reservations concerning SCC were found.*

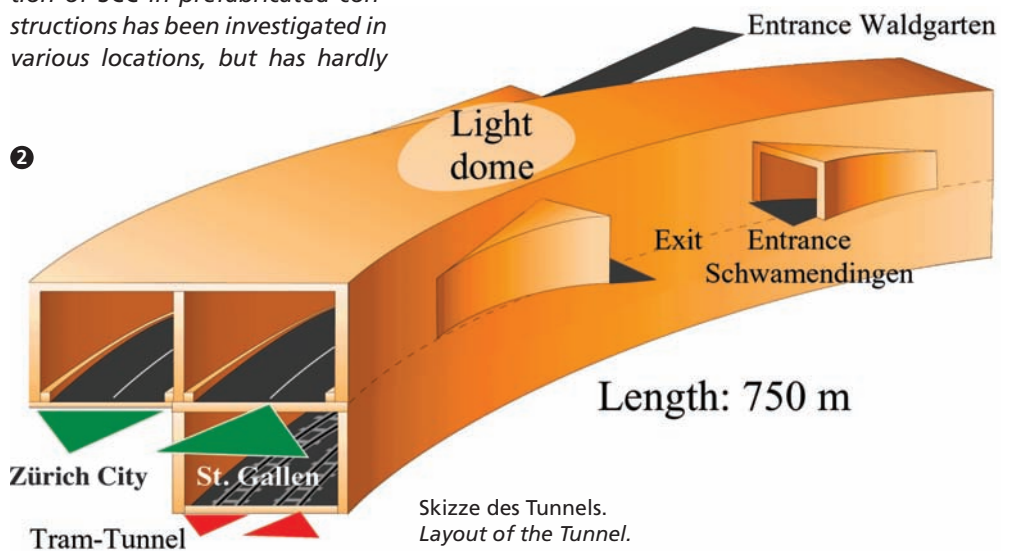
*Under SCC, a concrete is usually understood which has a w/c-ratio  $< 0.5$ . This type of SCC is used for example in building new constructions under difficult conditions, where the property of self-compacting is important. The utilisation of SCC in prefabricated constructions has been investigated in various locations, but has hardly*

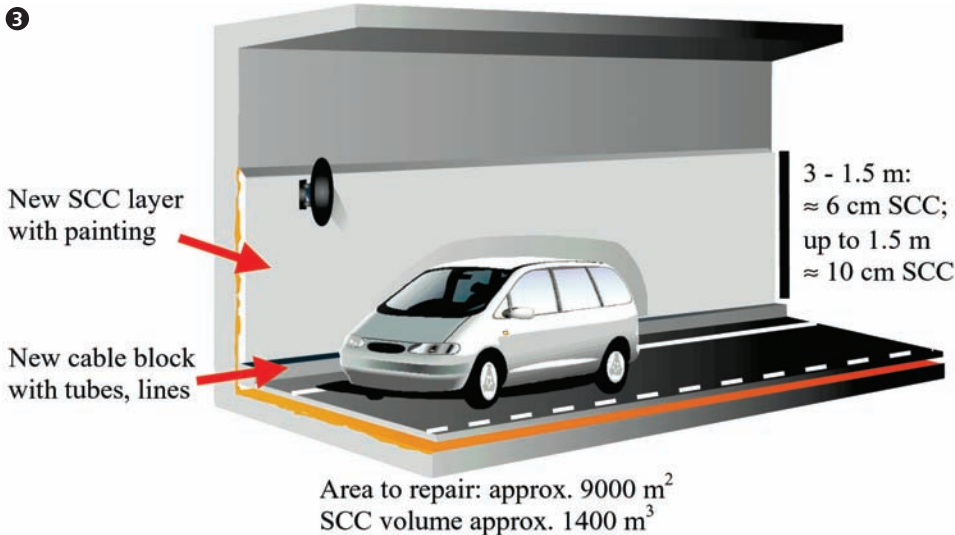
*ever been applied up to the present. Restoration and repair work with SCC in respect of volume is the most significant.*

### Repairing of the Schöneichtunnel

*Up to now, the most important application of SCC has taken place during the repair of the Schöneichtunnel in Zurich. This tunnel joins the city centre of Zurich with the motorway circular on the north (figure 1, 2). The tunnel is approx. 750 m long. Approx. 100,000 vehicles go through the tunnel daily; it is thus one of the most frequented routes in Switzerland. 20 years of operation of the tunnel have resulted in considerable damage: chlorides originating from deicing salts have corroded the reinforcement. The chloride content reached over 4% by weight of the cement content in the depth of the reinforcement. SCC was used since the new concrete only had to be precast in a thickness of 6 to 10 cm. In all an area of about 9000 m<sup>2</sup> had to be reprofiled with approx. 1400 m<sup>3</sup> SCC (figure 3).*

*Before the project was executed, the concept of the SIA 162 Standard was applied. A section of the tunnel wall was simulated. On the element the concrete cover – as was planned for the tunnel – was removed with a high-pressure water jet. The element was encased*





Skizze der Instandsetzungsarbeiten.  
Diagram of the repair work.

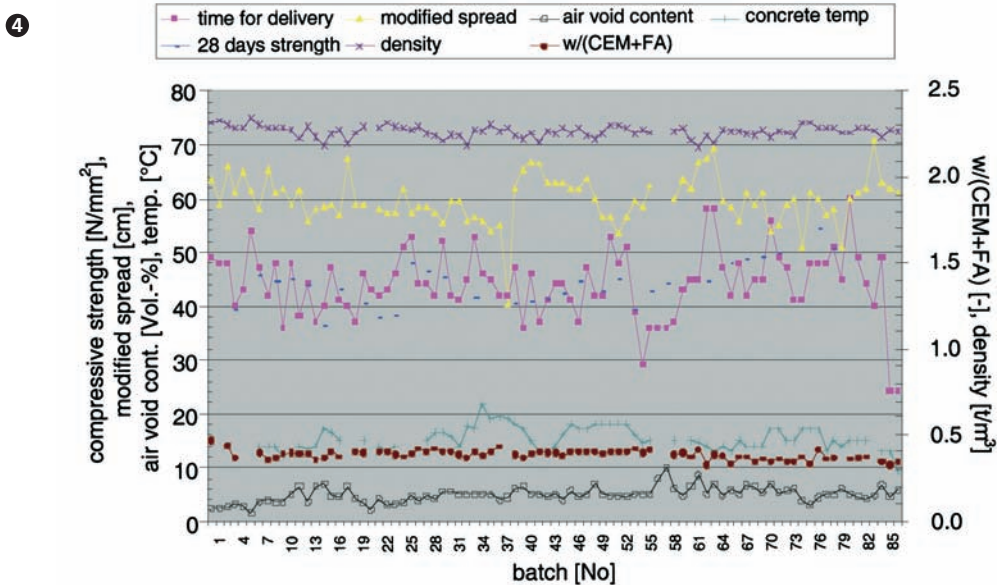
Es ist somit eine der meistfrequentierten Strecken in der Schweiz. Der 20-jährige Betrieb des Tunnels verursachte grosse Schäden: Durch Tausalze eingebrachte Chloride führten zu Bewehrungskorrosionen. Die Chloridgehalte erreichten bis über 4 Massen-% vom Zement auf Bewehrungstiefe. SCC kam zur Anwendung, weil der neue Beton nur in einer Schichtstärke von 6 bis 10 cm vorzubetonieren war. Insgesamt galt es, mit ca. 1400 m<sup>3</sup> SCC eine Fläche von ungefähr 9000 m<sup>2</sup> zu reprofilieren (Bild 3).

Vor Beginn der Ausführung kam hier das Konzept der Norm SIA 162 zur Anwendung. Ein Abschnitt der Tunnelwand wurde nachgebildet. Am Element wurde die Betonrandzone – wie später im Tunnel vorgesehen – mit Höchstdruckwasserstrahlen abgetragen und das Element für die Versuche eingehaust und beheizt, um Umgebungsbedingungen ähnlich denen im Tunnel zu gestalten. An diesem Element wurden zwischen November 2000 und Februar 2001 verschiedene Betonrezepturen ausprobiert und

and heated, so that the environmental conditions were similar to those in the tunnel. Between November 2000 and February 2001 various concrete composition were tested on this element and each time the fresh concrete properties and the hardened concrete properties were measured, as well as the quality of the concrete surface. Since the repair work had been planned from spring up to autumn 2001, the workability of the SCC had to be prognosticated for different fresh concrete temperatures and its tendency to stiffening with time. For this, rheological investigations were carried out and on the basis of this a suitable concrete recipe was ascertained.

The concrete mixture used in trial E showed adequate fresh and hardened concrete properties, as with all other concretes (Table 1). In addition this showed the greatest resistance against segregation and gave the concrete surface with the fewest voids. This mixture was also used for the execution of the tunnel repair. During the work more than 200 test samples were checked for quality control. The high quality was confirmed in these tests. However, it could not be confirmed that SCC had better properties than could be expected on the basis of the composition (e.g. w/c - ratio).

In figure 4 the results of the fresh concrete tests are shown during the execution of phase 1 (March to May 2001) of the repair work. They showed amongst other things the deviations which occurred due to the usual variations in the concrete composition. In this project the gas permeability of the cover concrete was determined as an experiment for quality control; the expectations were fulfilled. The frost and de-icing salt resistance was tested on separately prepared test samples; this was in part only average and not high. The reasons for this are being clarified



Frischbetoneigenschaften des SCC in Phase 1 der Ausführung.  
Fresh concrete properties of SCC in phase 1 of the execution.

jeweils deren Frischbetoneigenschaften und Festbetoneigenschaften sowie die Qualität der Betonoberfläche geprüft. Da die Instandsetzung vom Frühling bis in den Herbst 2001 hinein geplant war, galt es, die Konsistenz des SCC bei verschiedenen Frischbetontemperaturen und in Abhängigkeit von der Verarbeitungsdauer zu prognostizieren. Hierzu wurden rheologische Untersuchungen durchgeführt und darauf aufbauend eine geeignete Betonrezeptur ermittelt. Die bei Versuch E benutzte Betonmischung wies wie alle anderen Betone ausreichende Frisch- und Festbetoneigenschaften (Tabelle 1) auf. Zusätzlich zeigte diese den grössten Widerstand gegen Entmischungen und ergab die dichteste Betonoberfläche. Diese Rezeptur kam auch bei der Ausführung zur Anwendung. Bei der Ausführung wurden an mehr als 200 Prüfkörpern Qualitätskontrollen durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurde die hohe Qualität bestätigt. Jedoch konnte nicht bestätigt werden, dass SCC bessere Eigenschaften aufweist, als es aufgrund der Zusammensetzung (z.B. W/Z-Wert) zu erwarten wäre.

In Bild 4 sind die Ergebnisse der Frischbetonkontrolle während der Ausführung der Phase 1 der Instandsetzung (März bis Mai 2001) dargestellt. Sie zeigen unter anderem die aufgetretenen Schwankungen infolge üblicher Schwankungen in der Beton-Zusammensetzung. Bei diesem Projekt wurde versuchsweise die Gaspermeabilität des Randbetons zur Qualitätskontrolle bestimmt; die Erwartungen wurden erfüllt. Der Frost-Tausalz-Widerstand, der an separat hergestellten Prüfkörpern bestimmt wurde, war teilweise nur mittel und nicht hoch. Die Ursachen hierfür werden abgeklärt. ●

Tabelle 1/Table 1

Trial		A	B	E / Execution	Requirements
Cement type		CEM II/A-L 32.5 R			
Cement CEM	[kg/m <sup>3</sup> ]	450	450	361	
Fly ash FA	[kg/m <sup>3</sup> ]			112	
Aggregate, rounded	[mm]	0–8	0–8	0–16	
Superplasticizer	[% v. CEM+FA]	1.6	1.5	1.6	
Air-entraining agent	[% v. CEM+FA]	0.10	0.25	0.3	
Shrinkage-reducing agent	[% v. CEM+FA]			1.0	
<b>Fresh Concrete</b>					
Density	[kg/m <sup>3</sup> ]	2340	2280	2300	
Spread (without table lifting)	[mm]	600	700	630	540–650
Air pore content	[Vol.-%]	2.6	5.0	4.2	3.0–7.0
W / (CEM+FA)	[–]	0.47	0.45	0.39	≤ 0.43 + 0.02
<b>Solid Concrete 28 Days</b>					
Compressive strength	[MPa]	61	62	62.1	
modulus of elasticity	[GPa]	31.6	33.9	36.2	
Chloride diffusion coefficient	[10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s]	16	15	2.3	
Capillary suction	[g / m <sup>2</sup> h]	4.9	4.2	3.4	≤ 7 (mv) ≤ 8 (sv)
Frost and deicing salt resistance	[–]	average	high	average / high	high
Gas permeability	[10 <sup>-16</sup> m <sup>2</sup> ]	0.07	0.07	0.06	
Concrete surface		cracks, voids		voids	

Betonzusammensetzungen bei den Vorversuchen und der Ausführung, ausgewählte Frisch- und Festbetonenkenngrößen und Anforderungen.  
*Concrete compositions in the preliminary trials and in the repair execution, selected fresh and hardened concrete properties and requirements; mv = mean value; sv = single value.*

**Verfasser/Author**

Frank Jacobs  
 Dr. sc. techn., dipl. Geol.  
 Technische Forschung und Beratung  
 für Zement und Beton (TFB)  
 Lindenstrasse 10  
 CH-5103 Wildegg  
 jacobs@tfb.ch

**Referenzen/References**

- F. Jacobs, F. Hunkeler, J. Schlumpf; Self-Compacting Concrete. – SI+A, 26. March 1999, 4–8, 1999
- P. Pfeifer and K. Schmoker; Schliessen von Montage- und Förderschacht. – tec21, Nr. 35, 12–15, 2001
- V. Wetzig; SCC for tunnel-lining. – In: Proceedings 1st Int. RILEM Symp. Self-Compacting Concrete, RILEM Proceedings PRO 7, 669–680, 1999
- F. Jacobs and F. Hunkeler; Design of self-compacting concrete for durable concrete structures. – In: Proceedings 1st Int. RILEM Symp. Self-Compacting Concrete, Rilem Proceedings PRO 7, 397-407, 1999
- H. Tschamper, U. Bölsterli and A. Aeschlimann; Rampenbrücke Göschenen – Verstärkungsmassnahmen mit selbstverdichtendem Concrete. – tec21, Nr. 31/32, 13–14, 2001
- F. Jacobs and F. Hunkeler; SCC for the rehabilitation of the Schöneichtunnel. – 2nd Symp. Self-Compacting Concrete, Tokyo, 2001

### Einleitung

In der Schweiz werden am 1. Januar 2003 neue Tragwerksnormen in Kraft gesetzt. Der vorliegende Beitrag informiert über den Hintergrund, die Zielsetzung, die Organisation und die Umsetzung der entsprechenden Normierungsarbeiten, und er hebt einige damit verbundene Neuerungen hervor.

### Hintergrund

#### Normentwicklung in Europa

Im Auftrag des Europäischen Komitees für Normung (CEN) werden seit 1989 Europäische Normen (EN) für die Projektierung von Tragwerken (Eurocodes) sowie entsprechende Ausführungs-, Bauprodukte- und Prüfnormen erarbeitet. Die meisten Teile der Eurocodes wurden zwischen 1992 und 1998 als Europäische Vornormen (ENV) publiziert. Die Umwandlung dieser ENV in EN begann 1998, und die Publikation der EN-Eurocodes ist für den Zeitraum von 2002 bis 2006 vorgesehen. Nach deren Annahme und Zurverfügungstellung wird eine zweijährige nationale Kalibrierungsperiode und daran anschliessend eine dreijährige Koexistenzperiode für die einzelnen Eurocodepakete folgen. Nach Ablauf dieser Zeit müssen widersprechende nationale Normen zurückgezogen und nationale Bestimmungen derart angepasst sein, dass das ganze Eurocodepaket ohne Zweideutigkeiten angewendet werden kann.

#### Normentwicklung in der Schweiz

Seit 1990 besteht in der Schweiz mit den Normen SIA 160 (Einwirkungen auf Tragwerke), SIA 161 (Stahlbauten) und SIA 162 (Betonbauten) des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) ein kohärentes Normenwerk. Für den Bereich des Mauerwerks folgte 1995 mit der Empfehlung SIA V177 eine entsprechende Ergänzung. Für den

Holzbau erfolgte 1991 mit der Norm SIA 164 eine formelle Anpassung an die Norm SIA 160. Im Bereich der Geotechnik gab es bisher keine mit den übrigen Tragwerksnormen vergleichbare schweizerische Norm.

Die Entwicklung der EN wird von schweizerischen Spiegelkommissionen begleitet, deren Präsidenten in der Kommission für Tragwerksnormen (KTN) des SIA zusammengeschlossen sind. Die Spiegelkommissionen sind einerseits für den Unterhalt der bestehenden SIA-Normen verantwortlich; andererseits haben sie nationale Anwendungsdokumente für die EN auszuarbeiten.

Um den Übergang zu den EN zu erleichtern und den vielen mit der EN-Entwicklung verbundenen Ungewissheiten zu begegnen, entschloss sich die KTN, die SIA-Tragwerksnormen mit einer inhaltlich und zeitlich konzentrierten Aktion auf den neusten Stand zu bringen. Aus einem Ende 1997 vorgelegten Konzeptvorschlag entstand Anfang 1998 das Projekt «Swisscodes», das in breiten Kreisen spontane Unterstützung fand.

### Zielsetzung

Ziel des Projekts «Swisscodes» ist es, ein vollständiges, konsistentes und anwenderfreundliches Normenwerk für Tragwerke zur Verfügung zu stellen, das mit den Eurocodes verträglich ist und die landesspezifischen Besonderheiten der Schweiz berücksichtigt.

Die Swisscodes sollen in deutscher, französischer und englischer Sprache herausgebracht werden. Sie sollen die derzeit geltenden SIA-Tragwerksnormen ablösen und den Übergang zu den Eurocodes vorbereiten und erleichtern.

Die Swisscodes sollen Grundsätze für alle Tragwerke enthalten. Sie sollen die folgenden acht Normen umfassen: SIA 260 (Grundlagen der Projektierung von Tragwerken),

### Introduction

*A new set of structural design codes will become effective in Switzerland as of January 1, 2003. The present paper provides information on the background, the objectives, the organisation and the implementation of this code development and it highlights some related innovations.*

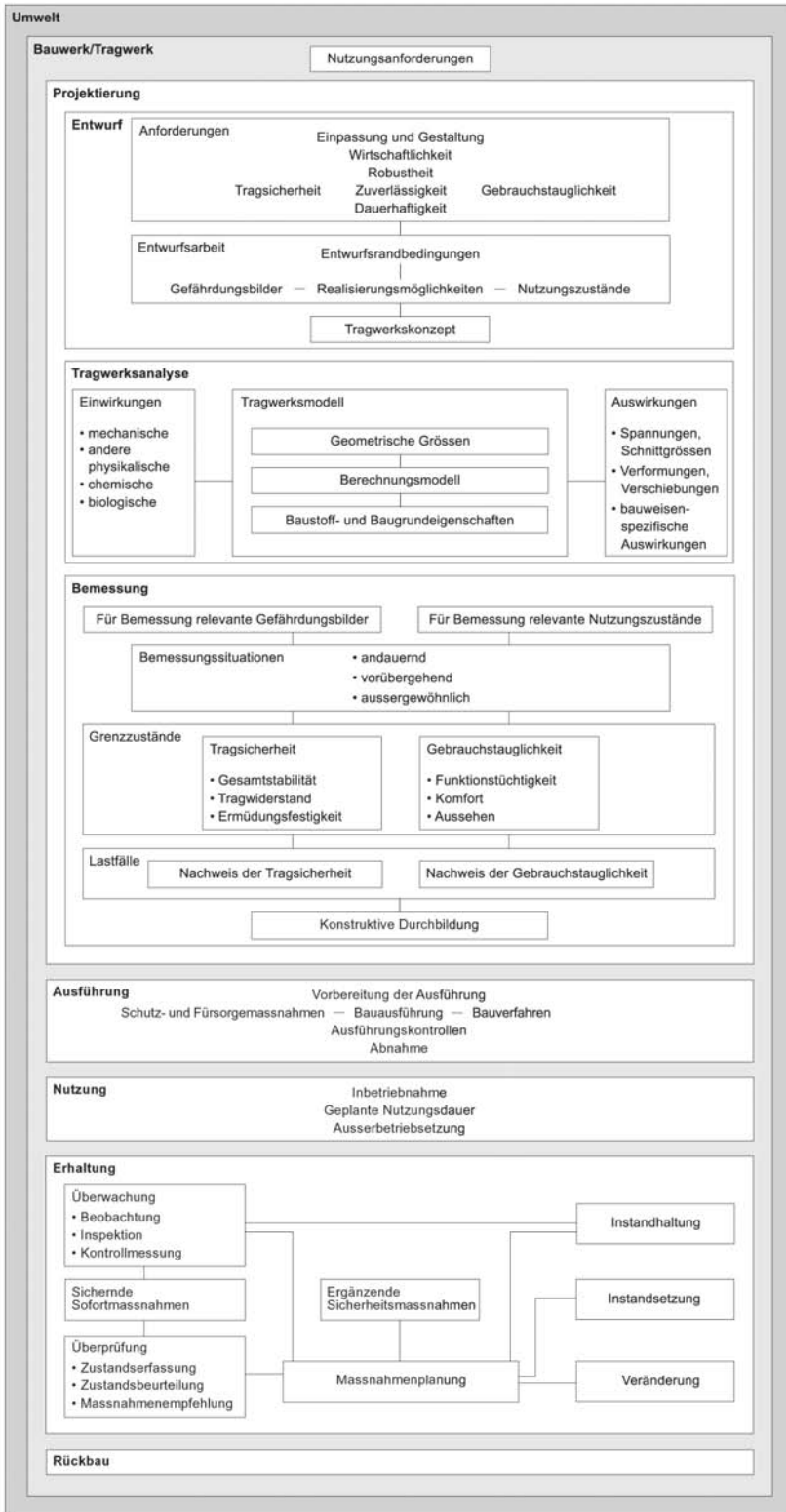
### Background

#### Code development in Europe

*Within the European Committee for Standardisation (CEN), European Standards (EN) for structural design, execution of construction works, construction products and testing have been elaborated since 1989. Most parts of the structural design codes, the Eurocodes, were published as pre-standards (ENVs) between 1992 and 1998. The conversion of these ENVs to ENs started in 1998. Publication of the EN Eurocodes is expected between 2002 and 2006. After the date of availability of the approved EN Eurocodes a national calibration period of two years and a subsequent coexistence period of a Eurocode package of three years are foreseen; after this, conflicting national standards must have been withdrawn and national provisions must have been adapted to make sure that all parts of the related package can be used without ambiguity.*

#### Code development in Switzerland

*Since 1990 harmonised codes issued by the Swiss Society of Engineers and Architects (SIA) are in use, covering basic principles of structural design and actions on structures (SIA 160), steel structures (SIA 161) and concrete structures (SIA 162). A corresponding amendment for masonry structures (SIA V177) followed in 1995. The structural timber code (SIA 164) was formally adapted in 1991. In the area of geotechnical design a unified Swiss code is not yet available.*



- Bauwerksakten:**
- Nutzungsvereinbarung
  - Projektbasis
  - Statische Berechnung
  - Berichte, Übersichts- und Detailpläne, Materiallisten, Kostenvoranschlag, Protokolle
  - Technischer Bericht
  - Ausschreibungsunterlagen
  - Dokumente der Ausführung
  - Kontrollplan
  - Ausführungsdossier
  - Nutzungsanweisungen
  - Betriebsanweisungen
  - Überwachungsplan
  - Unterhaltsplan
  - Berichte, Pläne, Protokolle
  - Technischer Schlussbericht

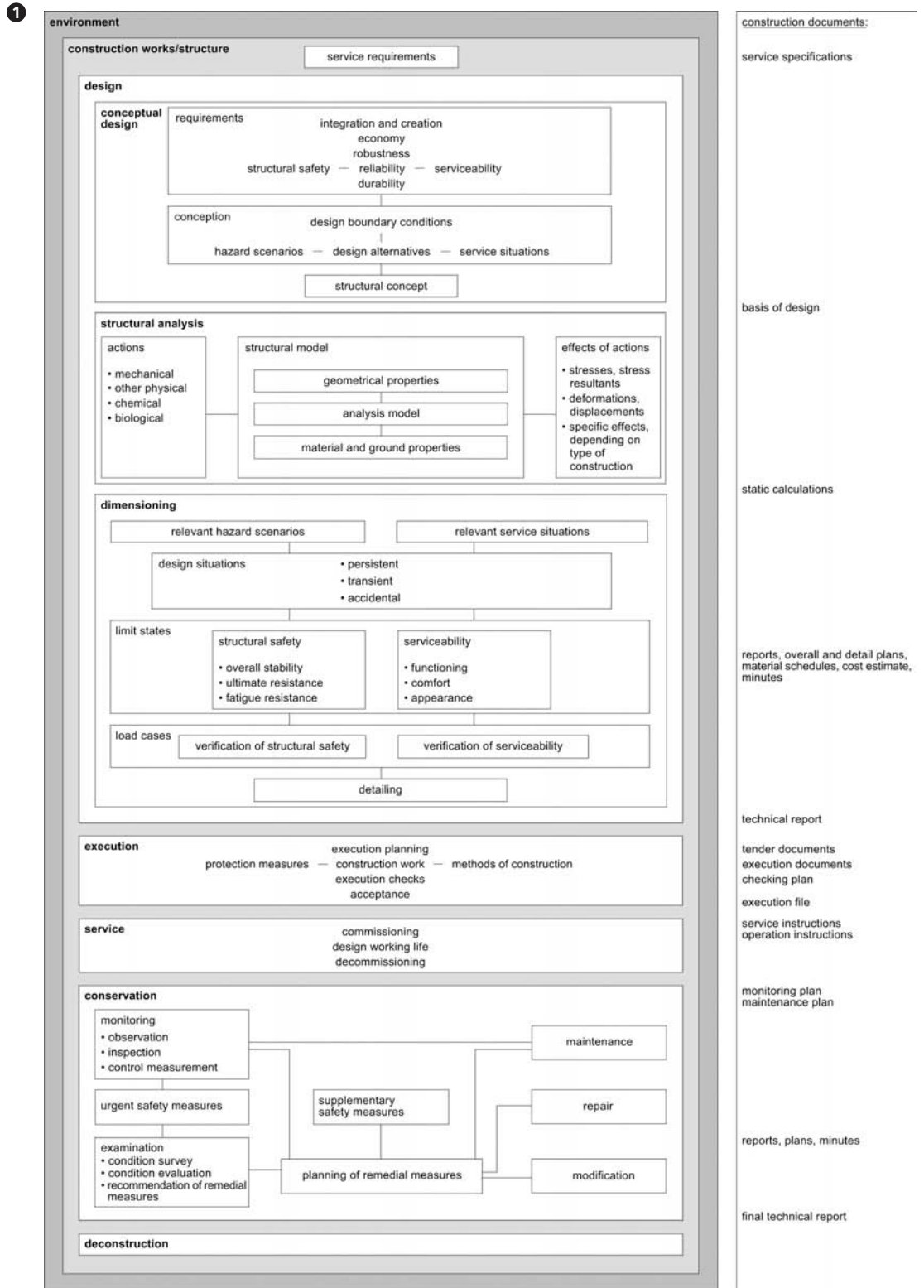
1

Prozessschritte in der Projektierung.

SIA 261 (Einwirkungen auf Tragwerke), SIA 262 (Betonbau), SIA 263 (Stahlbau), SIA 264 (Stahl-Beton-Verbundbau), SIA 265 (Holzbau), SIA 266 (Mauerwerk) und SIA 267 (Geotechnik). Bestimmungen zur erdbebengerechten Auslegung von Tragwerken sollen in diesen Normen integriert werden.

The EN development is accompanied by Swiss mirror committees whose chairmen are members of the Structural Standard Committee (KTN) of the SIA. The mirror committees are responsible for the maintenance of the existing SIA codes as well as for the prepara-

tion of national application documents for the ENs. In order to simplify the transition to the ENs and accounting for the many uncertainties connected with the EN development, the KTN decided to completely update the existing Swiss structural design codes. This resulted in the



Characteristic steps of planning processes.

Hinsichtlich Bauprodukten und deren Prüfung sollen die Swisscodes in der Regel auf einschlägige EN verweisen; entsprechende Verweisungen sowie Prüfvorschriften, die nicht oder noch nicht durch EN abgedeckt sind, sollen in Zusatzdokumenten (Normen SIA 261/1 bis 267/1, «Ergänzende Fest-

legungen») festgehalten werden, die je nach Entwicklung der EN jährlich oder zweijährlich angepasst werden. Ausführungsvorschriften in den Swisscodes sollen sich auf Anforderungen beschränken, die für alle am Bau Beteiligten von gemeinsamem Interesse sind; EN-Ausführungsnormen so-

project "Swisscodes", a concentrated effort that started in 1998 and that found broad support in the Swiss construction industry.

### Objectives

The project "Swisscodes" aims at developing a complete, consistent and user-friendly set of structural



wie das SIA-Projekt zur Ausgliederung der normenspezifischen Vertragsbedingungen (NVB) sind zu berücksichtigen.

Während der Ausarbeitung der Swisscodes wurde der ursprünglich vorgesehene Inkraftsetzungstermin, der 1. Januar 2002, auf den 1. Januar 2003 verschoben.

## Organisation

### Projektpartner und Lenkungsausschuss

Ausser dem SIA und verschiedenen im Rahmen der Koordination der Bau- und Liegenschaftsorgane des Bundes (KBOB) zusammengeschlossenen Bundesstellen sind der Schweizerische Baumeisterverband (SBV), der Verband der Schweizerischen Cementindustrie (Cemsuisse) und weitere öffentliche und private Organisationen und Firmen Partner des Projekts «Swisscodes» Individuelle Vereinbarungen zwischen dem SIA und den übrigen Projektpartnern regeln deren Beteiligung.

Die Projektpartner werden durch einen Lenkungsausschuss vertreten, der wie folgt zusammengesetzt ist: Fritz Kühni (Vorsitz, SIA), Andreas Lamparter (KBOB), Felix Schmid (SBV), Fritz Hunkeler (Cemsuisse), Manfred Hirt (SIA) und Jean Pralong (SIA).

### Projektleitung und Sachbearbeiter

Die Ausarbeitung der Swisscodes wird von einer Projektleitung geleitet, die wie folgt zusammengesetzt ist: Peter Marti (Vorsitz), Paul Lüchinger, Viktor Sigrist und Ulrich Vollenweider. 42 vom SIA (vertreten durch die Projektleitung) beauftragte Sachbearbeiter sind für die Erarbeitung der acht Normentwürfe sowie deren Revision (aufgrund der in zwei Stufen durchgeführten Vernehmlassung) verantwortlich.

### Finanzen

Die Gesamtkosten des Projekts «Swisscodes» belaufen sich auf rund sieben Millionen Franken. Davon sind zwei Drittel durch finanzielle Beiträge der Projekt-

*design codes, compatible with the Eurocodes and considering specific national requirements.*

*The Swisscodes will be published in German, French and English. They will replace the existing Swiss structural design codes and allow for the transition to the Eurocodes at the appropriate time.*

*The Swisscodes shall provide basic requirements for all types of structures, including buildings and bridges. They shall comprise eight documents, i.e. SIA 260 (Basic principles of structural design), 261 (Actions on structures), 262 (Structural concrete), 263 (Structural steel), 264 (Composite steel-concrete structures), 265 (Structural timber), 266 (Structural masonry) and 267 (Geotechnical design). Seismic design provisions will be integrated into these documents. Regarding construction products and testing, the Swisscodes shall in general refer to relevant EN standards. Supplementary documents (SIA 261/1 through 267/1) which can be revised annually or biannually, depending on the EN development, shall contain such references as well as test methods not covered by ENs. Regarding execution of construction works, the Swisscodes shall be restricted to requirements of common interest to all parties involved in the construction process. EN execution standards and ongoing SIA work on the removal of code-specific contract requirements from the technical standards (NVB) shall be taken into account.*

*During the process of elaboration of the Swisscodes the originally envisaged date of availability was changed from January 1, 2002 to January 1, 2003.*

## Organisation

### Project partners and steering committee

*Apart from the SIA, the Coordination of the Federal Construction and Properties Services (KBOB), the Association of the Swiss Contractors (SBV), the Association of the Swiss Cement Manufacturers (Cemsuisse) and other public and private organisations are project*

*partners. Individual agreements between the SIA and each of the other project partners determine their contributions to the project. The project partners are represented by a steering committee consisting of Fritz Kühni (Chairman, SIA), Andreas Lamparter (KBOB), Felix Schmid (SBV), Fritz Hunkeler (Cemsuisse), Manfred Hirt (SIA) and Jean Pralong (SIA).*

### Executive committee and mandated experts

*The elaboration of the Swisscodes is directed by an executive committee consisting of Peter Marti (Chairman), Paul Lüchinger, Viktor Sigrist and Ulrich Vollenweider. 42 mandated experts are responsible for the drafting of the eight codes and their revision based on comments received from public review.*

### Finances

*The total cost of the project is estimated at seven million Swiss francs. Of this amount, one third is covered by voluntary work; the balance is taken up in hard currency by the project partners.*

## Implementation

### Trial applications

*As part of the Swisscodes project, trial applications have been arranged for a number of selected construction projects. The trial applications will provide comparisons with the existing Swiss and European standards, enable a final check of the Swisscodes and produce data for training courses. This work is coordinated by Joseph Jacquemoud.*

### Training courses

*Special training courses are being planned for 2003 and 2004. A special project directed by Otto Künzle was established for this purpose.*

### Basic principles of structural design (SIA 260)

*SIA 260 contains a comprehensive list of definitions of terms used in SIA 260 through 267. Figure 1 is used to illustrate their interrela-*

$$(1) \quad E_d \leq R_d$$

$$(2) \quad E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}, X_d, a_d \right\}$$

$$(3) \quad R_d = R \left\{ \frac{\eta X_k}{\gamma_M}, a_d \right\}$$

$$(4) \quad R_d = \frac{\eta R_k}{\gamma_M}$$

partner gedeckt. Der Rest wird in Form von Volontariatsarbeit beigeleitet.

## Umsetzung

### Probeanwendungen

Anhand einer Reihe ausgewählter Bauobjekte werden Probeanwendungen durchgeführt. Dieses Teilprojekt steht unter der Leitung von Joseph Jacquemoud. Ziel des Teilprojekts ist es, Anwendbarkeit und Praxisnähe der Swisscodes zu prüfen, Vergleiche mit den bestehenden SIA-Normen und den Eurocodes zu ermöglichen und Unterlagen für die geplanten Einführungsveranstaltungen zu erarbeiten.

### Einführungsveranstaltungen

Zur Einführung der Swisscodes in den Jahren 2003 und 2004 sind verschiedene Veranstaltungen geplant. Hierzu wurde ein von Otto Künzle geleitetes Projekt initiiert.

## Grundlagen der Projektierung von Tragwerken (Norm SIA 260)

Die Norm SIA 260 enthält eine umfangreiche Liste von allgemeinen Fachausdrücken, die einzeln definiert sind. Bild 1 illustriert deren Zusammenhang.

Die Norm SIA 260 betont die Rolle des Entwurfs für die Projektierung (siehe Bild 1). Entsprechende Grundsätze sind in einem eigenen Kapitel zusammengestellt.

Bemessungskriterien werden als möglichst einfache und transparente Relationen dargestellt. Beispielsweise ist für Grenzzustände der Tragsicherheit, die durch das Erreichen des Tragwiderstands des Tragwerks bzw. des Bauwerks charakterisiert sind, nachzuweisen, dass die Relation (1) er-

füllt ist, wobei (2) und (3) oder (4) die Bemessungswerte für Auswirkungen und entsprechende Tragwiderstände bezeichnen.  $\gamma_F$  und  $\gamma_M$  sind Last- und Widerstandsbeiwerte, die in der Norm SIA 260 bzw. in den Normen SIA 262 bis 267 festgelegt sind.  $F_{rep}$  steht für den repräsentativen Wert einer Einwirkung gemäss der Norm SIA 261.  $X_k$  und  $X_d$  bezeichnen den charakteristischen Wert bzw. den Bemessungswert einer Baustoff- oder Baugrundeigenschaft gemäss den Normen SIA 262 bis 267.  $a_d$  steht für den Bemessungswert einer geometrischen Grösse,  $\eta$  ist ein Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung von Zeit-, Feuchtigkeits- oder Temperatureinflüssen sowie von Massstabeffekten, und  $R_k$  bezeichnet den charakteristischen Wert des Tragwiderstands eines Bauteils.

## Schlussbemerkungen

Die Entwicklung der Swisscodes wird von Bauherren-, Planer-, Unternehmer- und Herstellerorganisationen sowie von den ETH in Zürich und Lausanne unterstützt. Darüber hinaus werden wesentliche Beiträge im Volontariat erbracht, und zwar durch die Sachbearbeiter, die Mitglieder der KTN und der Spiegelkommissionen sowie durch die Teilnehmer an den Vernehmlassungen.

Durch das Projekt «Swisscodes» ist das Interesse der schweizerischen Baufachleute an den europäischen Normierungsarbeiten stark gestiegen. Mit den Swisscodes werden sie über Dokumente verfügen, welche die neusten europäischen Entwicklungen berücksichtigen, sich jedoch auf das Wesentliche beschränken und damit die schweizerische Normen-tradition fortsetzen. ●

### Verfasser/Authors

Peter Marti  
Prof., Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
Institut für Baustatik und Konstruktion,  
ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich  
marti@ibk.baug.ethz.ch

Viktor Sigrist  
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
Ritz Zimmerli Sigrist AG, Steghofweg 2,  
CH-6005 Luzern  
v.sigrist@ch.inter.net

relationship along with the characteristic steps of a planning process.

SIA 260 emphasises the importance of the conceptual design phase, see figure 1. A separate chapter addresses relevant principles.

Design criteria are expressed by relationships that are as simple and transparent as possible. For example, for ultimate limit states characterised by the ultimate resistance of the structure or geotechnical conditions, relationship (1) must be satisfied. (2) and (3) or (4) denote the design value of the effect of actions and the design value of the ultimate resistance, respectively.  $\gamma_F$  and  $\gamma_M$  are load and resistance factors determined in SIA 260 and SIA 262 through 267, respectively.  $F_{rep}$  indicates representative values of actions given in SIA 261.  $X_k$  and  $X_d$  denote characteristic and design values, respectively, of construction material or geotechnical properties determined in accordance with SIA 262 through 267.  $a_d$  represents design values of geometrical properties,  $\eta$  is a conversion factor accounting for moisture, size, temperature or time effects, and  $R_k$  denotes the characteristic value of the ultimate resistance of a structural member or connection.

## Concluding remarks

The development of the Swisscodes is being supported by key owner, designer, contractor and material supplier organisations as well as by ETH Zurich and ETH Lausanne. The substantial voluntary contribution of the mandated experts, the members of KTN and its associated committees and of all individuals who reviewed and commented on the draft Swisscodes should also be emphasised. The Project «Swisscodes» has created considerable interest among practitioners for the ongoing European standardisation process. With the Swisscodes they will be well positioned for the years to come, working with concise documents that blend the latest European developments with our unique Swiss code tradition. ●

