Betonbau in der Schweiz
Construction en béton en Suisse
Structural concrete in Switzerland

Redaktoren-Team
Pietro Brenni (Leitung)
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Salorino

Aurelio Muttoni
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing ETH, Lausanne

Franz Fischli
dipl Bauing ETH, Subingen

Redaktionsleitung
BBR VT International Ltd, Schwerzenbach

Übersetzung / Lektorat
Edward G. Prater

Idee Gestaltung
Schmid Grafik, Brig / Thun

Herstellung / Druck
Akeret Druck AG, 8600 Dübendorf

© Copyright 2006 by SIA Zürich for *fib*-CH

SIA Schweizerischer Ingenieur-
und Architektenverein
Selnaustrasse 16, 8039 Zürich, Schweiz

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen
Nachdrucks, der auszugsweisen oder vollständigen
Wiedergabe (Fotokopie, Mikrokopie, CD-ROM usw.),
der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen
und das der Übersetzung, sind vorbehalten.

ISBN 978-3-03732-001-3
Auflage 6000 Exemplare

Betonbau in der Schweiz
Construction en béton en Suisse
Structural concrete in Switzerland

The second *fib*-Congress
June 5–8, 2006, Naples, Italy

***fib*-CH Betontag 2006**
August 18, 2006, Zurich, Switzerland

fib-CH

Schweizer Gruppe der Internationalen Vereinigung für Beton
Groupe national suisse de la féderation internationale du béton
Swiss national group of the international federation
for structural concrete

Vorwort

Die Fédération Internationale du Béton fib ist die grösste internationale Vereinigung, die sich mit dem Betonbau befasst. Die fib hat gemäss ihrer Statuten folgende Hauptziele:

- Fördern der Forschung auf dem Gebiet der Betonbauweise;
- Verbreiten der Forschungs- und Entwicklungsergebnisse
- Organisation von internationalen Kongressen, Symposien und Workshops;
- Erarbeiten von national und international gültigen Empfehlungen;
- Informieren der Mitglieder über die neuesten Entwicklungen im Betonbau.

Die ***fib*** wird heute durch 39 nationale Delegationen aus allen 5 Kontinenten getragen und hat ein permanentes Sekretariat an der ETH Lausanne (www.fib-international.ch).
Zehn Kommissionen und eine grosse Anzahl von speziellen Arbeitsgruppen bearbeiten Teilgebiete der Betonbauweise. Die Resultate werden regelmässig im fib-Bulletin oder in speziellen Publikationen verbreitet.
Die Schweizer Delegation ***fib*-CH** Gruppe beschloss anlässlich der alle vier Jahre stattfindendem fib-Kongress Neapel 2006 einen Querschnitt durch herausragende Leistungen im Schweizerischen Betonbau in dieser Publikation darzustellen.
Mit der ***fib*-CH** Publikation soll einerseits die internationale Fachwelt auf die Leistung und die Innovation der Schweizer Bauwesen aufmerksam gemacht werden, andererseits auch Schweizer Baufachleute auf breiter Basis über die in den vergangenen vier Jahre erbrachte Spitzenleistungen auf dem Gebiet der Betonbauweise informiert werden.
Im Nachgang an den internationalen ***fib***-Kongress Neapel 2006 werden ausgewählte Beiträge im Rahmen des ***fib*-CH** Betontag 2006 an der ETH Zürich einem breiten Schweizerischen Publikum vorgestellt.
Die Finanzierung konnte mit Hilfe der am Schluss der Publikation aufgeführten Sponsoren sichergestellt werden. Wir danken den Geldgebern ganz herzlich.

Ein spezieller Dank gebührt den Autoren. Erst durch ihre Beiträge würde die Publikation ermöglicht.

April 2006

***fib*-CH** Redaktoren Team

Avant-propos

La Fédération Internationale du béton fib est la principale organisation internationale consacrée au sujet de la construction en béton. Selon ses statuts, ses buts principaux sont :

- Encourager la recherche dans le domaine des constructions en béton,
- Propager des résultats de recherche et développement,
- Organiser des congrès, symposiums et workshops au niveau international,
- Préparer des recommandations applicables aux niveaux national et international,
- Informer ses membres sur les développements les plus récents.

La ***fib*** comprend 39 délégations nationales des 5 continents, et a son secrétariat permanent à l'EPFL (www.fib-international.ch).
Dix commissions et un grand nombre de groupes de travail spécialisés traitent des sujets particuliers de la construction en béton. Leurs résultats sont régulièrement publiés dans le Bulletin fib ou dans des publications spéciales.
La délégation suisse de la fib (groupe ***fib*-CH**) a décidé de poursuivre une longue tradition et de présenter dans un ouvrage publié à l'occasion du Congrès fib-Naples 2006 un aperçu des réalisations les plus marquantes du secteur de la construction en béton en Suisse.
Cette publication ***fib*-CH** doit d'une part, attirer l'attention des spécialistes internationaux sur les réalisations du secteur suisse de la construction en béton et d'autre part informer l'ensemble des professionnels suisses de la branche sur les travaux accomplis ces dernières années dans le domaine de la construction en béton.
En prolongement du Congrès international ***fib***-Naples 2006, des contributions sélectionnées seront présentées à un public suisse plus large lors de la journée du béton ***fib*-CH** 2006 qui aura lieu à l'EPF Zürich.
Le financement a pu être assuré grâce à l'aide des sponsors mentionnés à la fin de cet ouvrage. Nous leur adressons nos plus vifs remerciements.

Nous adressons aussi un merci tout particulier aux auteurs. Cette publication n'aurait pas été possible sans leur contribution.

Avril 2006

Equipe de rédaction ***fib*-CH**

Foreword

The International Federation for Structural Concrete fib is the main international organization dealing with concrete construction. According to its statutes, the main goals of fib are:

- the stimulation of research,
- the synthesis of findings from research and practice,
- the dissemination of the results by way of publications, guidance documents and the organisation of international congresses and symposia,
- the production of recommendations for the design and construction of concrete structures,
- the informingmation of members on of the latest developments

At the current time, ***fib*** comprises 39 national delegations from all 5 continents and has its permanent secretariat at the EPFL in Lausanne (www.fib-international.ch).
Ten commissions and a large number of working groups treat specialized topics of concrete construction. Their results are regularly published in the fib-Bulletin or in spezial special publications.
The Swiss delegation to fib (***fib*-CH** Group) has decided to pursue continue a long-standing tradition to by prepare preparing on the occasion of the ***fib***-Congress Naples 2006 (an event held every held every four years) a special publication giving an overview of outstanding achievements in Swiss structural concrete work.
This present ***fib*-CH** Publication is intended on the one hand to make the international structural engineering community aware of the work carried out in the field of structural concrete in Switzerland, and on the other hand to inform the Swiss civil engineering community on a broader basis about the outstanding achievements in recent years in structural concrete.
As a follow-up on the international fib–Congress Naples 2006, selected contributions will be presented to a broader Swiss audience within the framework of the ***fib*-CH** Concrete Day 2006 that will take place at the ETH Zurich.
The financing was secured with the help of the sponsors listed at the end of the publication. We offer them our sincere thanks.

Special thanks go to the authors. Only through their contribution was the publication possible.

April 2006

***fib*-CH** Editorial Team

Inhalt / Table des matières / Content

Forschung, Entwicklung und Normen
Recherche, développement et normes
Research, development and codes

Hans Seelhofer, Peter Marti
Bemessung schief bewehrter Betonplatten 12
Dimensioning of skewly reinforced concrete plates

Thomas Vogel
Zustandsbeurteilung von Brücken bei deren Abbruch 18
Condition Survey of Bridges during their Demolition

Sylvain Plumey, Aurelio Muttoni
Considérations sur l'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes 24
Considerations on soil-structure interaction in the field of cut-and-cover tunnels

René Suter
Développement de voussoirs de tunnels en béton à fibres 29
Development of fibre-reinforced concrete tunnel lining segments

Ezio Cadoni, Walter Amaro, Matteo Dotta, Carlo Albertini, Paolo Giorgetti
DynaMat - Laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali ad alta velocità di deformazione 35
DynaMat Laboratory for mechanical characterization of materials at high strain-rate.

Michel Donzel
Neues aus der Brückenforschung des Bundesamtes für Strassen (ASTRA) 39
What's New in Bridge Research at the Swiss Federal Authority for Roads (FEDRO)

Fritz Hunkeler, Peter Matt, Ueli von Matt, René Werner
Erkenntnisse aus Korrosionsschäden an Spanngliedern, Schrägseilen und Ankern 49
Prestressing tendons, stay cables and ground anchors – lessons learnt from corrosion damage

Hochbau und multifunktionale Strukturen
Bâtiments et structures multifonctionnelles
Buildings and multifunctional structures

Joseph Schwartz
Mehrfamilienhaus an der Forsterstrasse, Zürich 58
Residential Building on the Forsterstrasse, Zurich

Esther Hodel
Pigmente - Hörsaal der Universität Zürich, 1996-2002 **63**
Pigments - Lecture Hall at the University of Zurich, 1996-2002

Robert Bossart, Rainer Zünd, Markus Bertschi
Lüftungszentrale Reppischtal, Westumfahrung Zürich N4/N20 **67**
Ventilation Plant Reppischtal, Zurich West Bypass N4/N20

Brücken
Ponts
Bridges

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini
3 nuovi ponti sul fiume Flaz, Samedan, Svizzera **76**
Three New Flaz River Bridges, Samedan, Switzerland

Aldo Bisetti, Bernard Houriet, Olivier Dahenne, Olivier Simon-Vermot
A l'ombre du pont Bessières **81**
In the Shadow of the Bessières Bridge

Aldo Bacchetta
Rhonebrücken Raron Lötschberg Basistunnel **87**
The Raron Rhone Bridges and the Lötschberg Base Tunnel

Heinrich Figi, Franco Lurati, Aurelio Muttoni, Dario Somaini
A 28, Umfahrung Saas – Hexentobel- und Marchtobelbrücke **92**
A 28, the Saas By-Pass – The Hexentobel and Marchtobel bridges

Tunnelbau und verankerte Bauwerke
Tunnels et structures ancrées
Tunnels anchored structures

Bruno Gugelmann
Optimierung der Betonproduktion auf der AlpTransit-Baustelle Bodio **100**
Optimization of the Concrete Production at the AlpTransit Construction Site in Bodio

Franz Fischli, Peter Romer
Elektrisch isolierte Anker für die Caselertobelbrücke/Kanton Graubünden **107**
Electrically-Isolated Anchors for the Caselertobel Bridge / Canton of Grisons

Robert Bossart, Roman Heeb
Fundamente der Castieler-Tobel-Brücke, Verankerung im Rutschhang **113**
Foundations of the Castieler Gorge Bridge, Anchorages in Creeping Slope

Cédric Thalmann, Jean Pralong, Jacques Burdin
Erfahrungen mit Massnahmen zur Verhinderung einer betonschädigenden Alkali-Aggregat-Reaktion **116**
Experiences with measures to prevent concrete damage due to the alkali-aggregate reaction

Betontechnologie
Technologie du béton
Concrete technology

Jakob Kunz
Betonverbinder für Hochgeschwindigkeits-Bahnstrecke **130**
Concrete Connectors for a High Speed Railway Track

Jürg Schlumpf
Beschleunigter Konstruktionsbeton **134**
High early strength concrete with long workability life

Andrea Salvadè
Nuova prova non distruttiva per la misura della quantità d'acqua presente nei materiali: calcestruzzi e aggregati **143**
New NDT for the measurement of the water in the materials: concrete and aggregates

Erhaltung und Überwachung
Maintenance et monitoring
Maintenance and monitoring

Viktor Sigrist, Peter Marti, André Bättig
Brückenverstärkung mit selbstverdichtendem Beton **150**
Bridge Strengthening Using Self-Compacting Concrete

Thomas Spuler, Gianni Moor, Michael Siegwart
Autarkes Brückenfernüberwachungssystem für dynamische Messungen **155**
Independent bridge remote monitoring system for dynamic measurements

Martin Diggelmann
50-jährige Strassenüberführung: Erhaltung oder Ersatz? **163**
A 50-year-old Overpass: Renovation or Replacement?

Jakob Kunz, Camiel de Smet
Verstärkung oder Instandsetzung mittels Aufbeton **168**
Strengthening or Repair with Concrete Overlays

Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié
Neuartige Instandsetzung von Betonbrücken mit ultra-hochleistungsfähigem Faserbeton **172**
Advanced Rehabilitation of Concrete Bridges using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete

Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié
Permeabilitätsmessung am Bauwerk für die Beurteilung der Qualität des Überdeckungsbetons **176**
Permeability measurement for the assessment of in-situ cover concrete quality

Spezielle Auslandstätigkeiten
Activités spéciales à l'étranger
Special international activities

Martin Wieland
Die Ghir Bogengewichtsmauer in Iran **182**
Ghir arch-gravity dam in Iran

Biographie
Biographie
Biography

Luis Câncio, Pietro Brenni
Heinz Isler und sein Werk: ein kurzes Porträt **190**
Heinz Isler and his work: a short portrait

Sponsoren
Sponsors
Sponsors

Betonbau in der Schweiz
Construction en béton en Suisse
Structural concrete in Switzerland

Redaktoren-Team
Pietro Brenni (Leitung)
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Salorino

Aurelio Muttoni
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing ETH, Lausanne

Franz Fischli
dipl Bauing ETH, Subingen

Redaktionsleitung
BBR VT International Ltd, Schwerzenbach

Übersetzung / Lektorat
Edward G. Prater

Idee Gestaltung
Schmid Grafik, Brig / Thun

Herstellung / Druck
Akeret Druck AG, 8600 Dübendorf

© Copyright 2006 by SIA Zürich for *fib*-CH

SIA Schweizerischer Ingenieur-
und Architektenverein
Selnaustrasse 16, 8039 Zürich, Schweiz

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen
Nachdrucks, der auszugsweisen oder vollständigen
Wiedergabe (Fotokopie, Mikrokopie, CD-ROM usw.),
der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen
und das der Übersetzung, sind vorbehalten.

ISBN 978-3-03732-001-3
Auflage 6000 Exemplare

Betonbau in der Schweiz
Construction en béton en Suisse
Structural concrete in Switzerland

The second *fib*-Congress
June 5–8, 2006, Naples, Italy

***fib*-CH Betontag 2006**
August 18, 2006, Zurich, Switzerland

fib-CH

Schweizer Gruppe der Internationalen Vereinigung für Beton
Groupe national suisse de la féderation internationale du béton
Swiss national group of the international federation
for structural concrete

Vorwort

Die Fédération Internationale du Béton fib ist die grösste internationale Vereinigung, die sich mit dem Betonbau befasst. Die fib hat gemäss ihrer Statuten folgende Hauptziele:

- Fördern der Forschung auf dem Gebiet der Betonbauweise;
- Verbreiten der Forschungs- und Entwicklungsergebnisse
- Organisation von internationalen Kongressen, Symposien und Workshops;
- Erarbeiten von national und international gültigen Empfehlungen;
- Informieren der Mitglieder über die neuesten Entwicklungen im Betonbau.

Die ***fib*** wird heute durch 39 nationale Delegationen aus allen 5 Kontinenten getragen und hat ein permanentes Sekretariat an der ETH Lausanne (www.fib-international.ch).
Zehn Kommissionen und eine grosse Anzahl von speziellen Arbeitsgruppen bearbeiten Teilgebiete der Betonbauweise. Die Resultate werden regelmässig im fib-Bulletin oder in speziellen Publikationen verbreitet.
Die Schweizer Delegation ***fib*-CH** Gruppe beschloss anlässlich der alle vier Jahre stattfindendem fib-Kongress Neapel 2006 einen Querschnitt durch herausragende Leistungen im Schweizerischen Betonbau in dieser Publikation darzustellen.
Mit der ***fib*-CH** Publikation soll einerseits die internationale Fachwelt auf die Leistung und die Innovation der Schweizer Bauwesen aufmerksam gemacht werden, andererseits auch Schweizer Baufachleute auf breiter Basis über die in den vergangenen vier Jahre erbrachte Spitzenleistungen auf dem Gebiet der Betonbauweise informiert werden.
Im Nachgang an den internationalen ***fib***-Kongress Neapel 2006 werden ausgewählte Beiträge im Rahmen des ***fib*-CH** Betontag 2006 an der ETH Zürich einem breiten Schweizerischen Publikum vorgestellt.
Die Finanzierung konnte mit Hilfe der am Schluss der Publikation aufgeführten Sponsoren sichergestellt werden. Wir danken den Geldgebern ganz herzlich.

Ein spezieller Dank gebührt den Autoren. Erst durch ihre Beiträge würde die Publikation ermöglicht.

April 2006

***fib*-CH** Redaktoren Team

Avant-propos

La Fédération Internationale du béton fib est la principale organisation internationale consacrée au sujet de la construction en béton. Selon ses statuts, ses buts principaux sont :

- Encourager la recherche dans le domaine des constructions en béton,
- Propager des résultats de recherche et développement,
- Organiser des congrès, symposiums et workshops au niveau international,
- Préparer des recommandations applicables aux niveaux national et international,
- Informer ses membres sur les développements les plus récents.

La ***fib*** comprend 39 délégations nationales des 5 continents, et a son secrétariat permanent à l'EPFL (www.fib-international.ch).
Dix commissions et un grand nombre de groupes de travail spécialisés traitent des sujets particuliers de la construction en béton. Leurs résultats sont régulièrement publiés dans le Bulletin fib ou dans des publications spéciales.
La délégation suisse de la fib (groupe ***fib*-CH**) a décidé de poursuivre une longue tradition et de présenter dans un ouvrage publié à l'occasion du Congrès fib-Naples 2006 un aperçu des réalisations les plus marquantes du secteur de la construction en béton en Suisse.
Cette publication ***fib*-CH** doit d'une part, attirer l'attention des spécialistes internationaux sur les réalisations du secteur suisse de la construction en béton et d'autre part informer l'ensemble des professionnels suisses de la branche sur les travaux accomplis ces dernières années dans le domaine de la construction en béton.
En prolongement du Congrès international ***fib***-Naples 2006, des contributions sélectionnées seront présentées à un public suisse plus large lors de la journée du béton ***fib*-CH** 2006 qui aura lieu à l'EPF Zürich.
Le financement a pu être assuré grâce à l'aide des sponsors mentionnés à la fin de cet ouvrage. Nous leur adressons nos plus vifs remerciements.

Nous adressons aussi un merci tout particulier aux auteurs. Cette publication n'aurait pas été possible sans leur contribution.

Avril 2006

Equipe de rédaction ***fib*-CH**

Foreword

The International Federation for Structural Concrete fib is the main international organization dealing with concrete construction. According to its statutes, the main goals of fib are:

- the stimulation of research,
- the synthesis of findings from research and practice,
- the dissemination of the results by way of publications, guidance documents and the organisation of international congresses and symposia,
- the production of recommendations for the design and construction of concrete structures,
- the informingmation of members on of the latest developments

At the current time, ***fib*** comprises 39 national delegations from all 5 continents and has its permanent secretariat at the EPFL in Lausanne (www.fib-international.ch).
Ten commissions and a large number of working groups treat specialized topics of concrete construction. Their results are regularly published in the fib-Bulletin or in spezial special publications.
The Swiss delegation to fib (***fib*-CH** Group) has decided to pursue continue a long-standing tradition to by prepare preparing on the occasion of the ***fib***-Congress Naples 2006 (an event held every held every four years) a special publication giving an overview of outstanding achievements in Swiss structural concrete work.
This present ***fib*-CH** Publication is intended on the one hand to make the international structural engineering community aware of the work carried out in the field of structural concrete in Switzerland, and on the other hand to inform the Swiss civil engineering community on a broader basis about the outstanding achievements in recent years in structural concrete.
As a follow-up on the international fib–Congress Naples 2006, selected contributions will be presented to a broader Swiss audience within the framework of the ***fib*-CH** Concrete Day 2006 that will take place at the ETH Zurich.
The financing was secured with the help of the sponsors listed at the end of the publication. We offer them our sincere thanks.

Special thanks go to the authors. Only through their contribution was the publication possible.

April 2006

***fib*-CH** Editorial Team

Inhalt / Table des matières / Content

Forschung, Entwicklung und Normen
Recherche, développement et normes
Research, development and codes

Hans Seelhofer, Peter Marti
Bemessung schief bewehrter Betonplatten 12
Dimensioning of skewly reinforced concrete plates

Thomas Vogel
Zustandsbeurteilung von Brücken bei deren Abbruch 18
Condition Survey of Bridges during their Demolition

Sylvain Plumey, Aurelio Muttoni
Considérations sur l'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes 24
Considerations on soil-structure interaction in the field of cut-and-cover tunnels

René Suter
Développement de voussoirs de tunnels en béton à fibres 29
Development of fibre-reinforced concrete tunnel lining segments

Ezio Cadoni, Walter Amaro, Matteo Dotta, Carlo Albertini, Paolo Giorgetti
DynaMat - Laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali ad alta velocità di deformazione 35
DynaMat Laboratory for mechanical characterization of materials at high strain-rate.

Michel Donzel
Neues aus der Brückenforschung des Bundesamtes für Strassen (ASTRA) 39
What's New in Bridge Research at the Swiss Federal Authority for Roads (FEDRO)

Fritz Hunkeler, Peter Matt, Ueli von Matt, René Werner
Erkenntnisse aus Korrosionsschäden an Spanngliedern, Schrägseilen und Ankern 49
Prestressing tendons, stay cables and ground anchors – lessons learnt from corrosion damage

Hochbau und multifunktionale Strukturen
Bâtiments et structures multifonctionnelles
Buildings and multifunctional structures

Joseph Schwartz
Mehrfamilienhaus an der Forsterstrasse, Zürich 58
Residential Building on the Forsterstrasse, Zurich

Esther Hodel
Pigmente - Hörsaal der Universität Zürich, 1996-2002 **63**
Pigments - Lecture Hall at the University of Zurich, 1996-2002

Robert Bossart, Rainer Zünd, Markus Bertschi
Lüftungszentrale Reppischtal, Westumfahrung Zürich N4/N20 **67**
Ventilation Plant Reppischtal, Zurich West Bypass N4/N20

Brücken
Ponts
Bridges

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini
3 nuovi ponti sul fiume Flaz, Samedan, Svizzera **76**
Three New Flaz River Bridges, Samedan, Switzerland

Aldo Bisetti, Bernard Houriet, Olivier Dahenne, Olivier Simon-Vermot
A l'ombre du pont Bessières **81**
In the Shadow of the Bessières Bridge

Aldo Bacchetta
Rhonebrücken Raron Lötschberg Basistunnel **87**
The Raron Rhone Bridges and the Lötschberg Base Tunnel

Heinrich Figi, Franco Lurati, Aurelio Muttoni, Dario Somaini
A 28, Umfahrung Saas – Hexentobel- und Marchtobelbrücke **92**
A 28, the Saas By-Pass – The Hexentobel and Marchtobel bridges

Tunnelbau und verankerte Bauwerke
Tunnels et structures ancrées
Tunnels anchored structures

Bruno Gugelmann
Optimierung der Betonproduktion auf der AlpTransit-Baustelle Bodio **100**
Optimization of the Concrete Production at the AlpTransit Construction Site in Bodio

Franz Fischli, Peter Romer
Elektrisch isolierte Anker für die Caselertobelbrücke/Kanton Graubünden **107**
Electrically-Isolated Anchors for the Caselertobel Bridge / Canton of Grisons

Robert Bossart, Roman Heeb
Fundamente der Castieler-Tobel-Brücke, Verankerung im Rutschhang **113**
Foundations of the Castieler Gorge Bridge, Anchorages in Creeping Slope

Cédric Thalmann, Jean Pralong, Jacques Burdin
Erfahrungen mit Massnahmen zur Verhinderung einer betonschädigenden Alkali-Aggregat-Reaktion **116**
Experiences with measures to prevent concrete damage due to the alkali-aggregate reaction

Betontechnologie
Technologie du béton
Concrete technology

Jakob Kunz
Betonverbinder für Hochgeschwindigkeits-Bahnstrecke **130**
Concrete Connectors for a High Speed Railway Track

Jürg Schlumpf
Beschleunigter Konstruktionsbeton **134**
High early strength concrete with long workability life

Andrea Salvadè
Nuova prova non distruttiva per la misura della quantità d'acqua presente nei materiali: calcestruzzi e aggregati **143**
New NDT for the measurement of the water in the materials: concrete and aggregates

Erhaltung und Überwachung
Maintenance et monitoring
Maintenance and monitoring

Viktor Sigrist, Peter Marti, André Bättig
Brückenverstärkung mit selbstverdichtendem Beton **150**
Bridge Strengthening Using Self-Compacting Concrete

Thomas Spuler, Gianni Moor, Michael Siegwart
Autarkes Brückenfernüberwachungssystem für dynamische Messungen **155**
Independent bridge remote monitoring system for dynamic measurements

Martin Diggelmann
50-jährige Strassenüberführung: Erhaltung oder Ersatz? **163**
A 50-year-old Overpass: Renovation or Replacement?

Jakob Kunz, Camiel de Smet
Verstärkung oder Instandsetzung mittels Aufbeton **168**
Strengthening or Repair with Concrete Overlays

Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié
Neuartige Instandsetzung von Betonbrücken mit ultra-hochleistungsfähigem Faserbeton **172**
Advanced Rehabilitation of Concrete Bridges using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete

Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié
Permeabilitätsmessung am Bauwerk für die Beurteilung der Qualität des Überdeckungsbetons **176**
Permeability measurement for the assessment of in-situ cover concrete quality

Spezielle Auslandstätigkeiten
Activités spéciales à l'étranger
Special international activities

Martin Wieland
Die Ghir Bogengewichtsmauer in Iran **182**
Ghir arch-gravity dam in Iran

Biographie
Biographie
Biography

Luis Câncio, Pietro Brenni
Heinz Isler und sein Werk: ein kurzes Porträt **190**
Heinz Isler and his work: a short portrait

Sponsoren
Sponsors
Sponsors

b

Forschung, Entwicklung und Normen

Recherche, développement et normes

Research, development and codes

Hans Seelhofer, Peter Marti

Einleitung

Die Bemessung von Stahlbetonplatten unter allgemeiner Beanspruchung durch Biege- und Drillmomente sowie Membran- und Querkräfte erfolgt zweckmässigerweise anhand eines Sandwichmodells. Für orthogonale Bewehrung steht ein entsprechendes Verfahren zur Verfügung [1,2], das hier für schiefe Bewehrungen verallgemeinert wird. Unter Verwendung schiefer Spannungskomponenten in den Bewehrungsrichtungen wird zunächst der Fall reiner Membrankräfte behandelt. Die für diesen Fall bekannte Lösung [3] wird in neuer Weise dargestellt und mit Hilfe der Sandwichmodellvorstellung auf den Fall allgemeiner Beanspruchung übertragen. Ein Beispiel illustriert die praktische Anwendung des resultierenden Bemessungsverfahrens, und eine Bemerkung zu den oft für schiefe Bewehrungen verwendeten äquivalenten Ersatzbewehrungen rundet den Beitrag ab.

(1)
$$\sigma_\xi = \sigma_x \sin\psi + \sigma_y \cos\psi \cot\psi - 2\tau_{xy}\cos\psi$$

$$\sigma_\eta = \frac{\sigma_y}{\sin\psi}$$

$$\tau_{\xi\eta} = \tau_{\eta\xi} = \tau_{xy} - \sigma_y \cot\psi$$

(2)
$$\sigma_x = \sigma_{c3}\cos^2\theta + \rho_x\sigma_{sx} + \rho_\eta\sigma_{s\eta}\cos^2\psi$$

$$\sigma_y = \sigma_{c3}\sin^2\theta \quad + \rho_\eta\sigma_{s\eta}\sin^2\psi$$

$$\tau_{xy} = -\sigma_{c3}\sin\theta\cos\theta \quad + \rho_\eta\sigma_{s\eta}\sin\psi\cos\psi$$

(3)
$$\sigma_\xi = \sigma_{c3}\sin\psi\sin^2\theta(\cot\psi + \cot\theta)^2 + \rho_x\sigma_{sx}\sin\psi$$

$$\sigma_\eta = \sigma_{c3}\frac{\sin^2\theta}{\sin\psi} \quad + \rho_\eta\sigma_{s\eta}\sin\psi$$

$$\tau_{\xi\eta} = -\sigma_{c3}\sin^2\theta(\cot\psi + \cot\theta)$$

Reine Membrankräfte

Statt der orthogonalen Spannungskomponenten σ_x, σ_y und τ_{xy} gemäss **Bild 1(a)** können die schiefen Spannungskomponenten σ_ξ, σ_η und $\tau_{\xi\eta}$ (1) gemäss **Bild 1(b)** verwendet werden.

Geht man von einem einachsigen Druckspannungszustand im Beton mit einer unter dem Winkel θ zur x-Achse geneigten Hauptdruckspannung σ_{c3} (negativ) aus, und bezeichnet man die geometrischen Bewehrungsgehalte und die Stahlspannungen mit ρ_x und ρ_η bzw. σ_{sx} und $\sigma_{s\eta}$, so erhält man die resultierenden Spannungen (2). Einsetzen in (1) bringt (3) und somit

Introduction

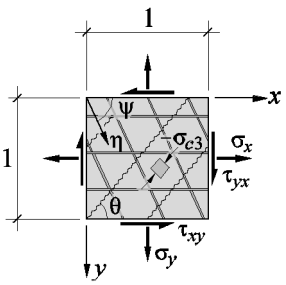
The dimensioning of reinforced concrete plates subjected to general combinations of bending and twisting moments as well as membrane and transverse shear forces is best based on a sandwich model. In this paper, the corresponding procedure for orthogonal reinforcement [1,2] is extended to skew reinforcements.

First, the case of pure membrane forces is treated using skew stress components in the reinforcement directions. The well-known solution for this case [3] is presented in a new way and it is extended to general combined actions based on the sandwich model. The practical application of the resulting dimensioning procedure is illustrated by an example. Some remarks on equivalent orthogonal reinforcements that are frequently used to treat skew reinforcements conclude the paper.

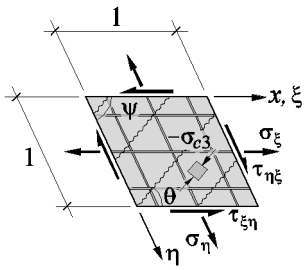
Pure membrane forces

*Instead of the orthogonal stress components σ_x, σ_y and τ_{xy} according to **figure 1(a)** the skew stress components σ_ξ, σ_η and $\tau_{\xi\eta}$ according to (1) may be used, see*

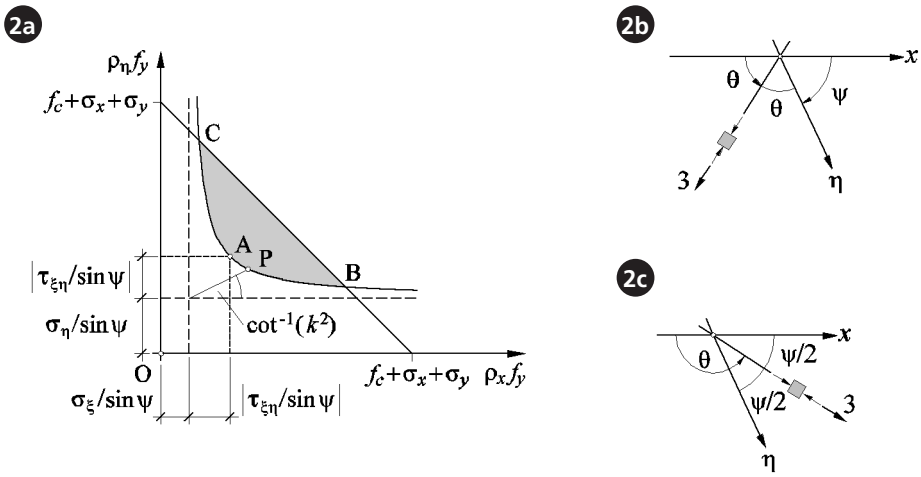
1a



1b



Bezeichnungen: (a) kartesische Koordinaten; (b) schiefwinklige Koordinaten in den Bewehrungsrichtungen.
Notation: (a) orthogonal coordinates; (b) skew coordinates in reinforcing directions.



Reine Membrankräfte: (a) Bemessungsdiagramm; (b) und (c) Hauptrichtungen entsprechend Bemessungspunkt A für positive bzw. negative $\tau_{\xi\eta}$.

Pure membrane forces: (a) dimensioning diagram; (b) and (c) principal directions corresponding to Point A for positive and negative $\tau_{\xi\eta}$ respectively.

(4). Aus der letzten Gleichung (3) folgt, dass bei negativem σ_{c3} das Vorzeichen von $\tau_{\xi\eta}$ mit jenem von $\cot\psi + \cot\theta$ und, wegen $\sin\psi > 0$ $(0 < \psi < \pi)$, auch mit jenem von $\cos\psi + \sin\psi\cot\theta$ übereinstimmt. Die zweiten Summanden rechterhand in den ersten beiden Gleichungen (4) können deshalb nicht negativ sein. Da die Stahlspannungen σ_{sx} und $\sigma_{s\eta}$ die Fliessgrenze f_s nicht überschreiten dürfen, gelten folglich die Beziehungen (5), und da $-\sigma_{c3}$ die effektive Betondruckfestigkeit f_c nicht überschreiten darf, gilt nach der dritten Gleichung (4) ferner (6).

Die Bedingungen (5) und (6) beschränken die zulässigen Bemessungspunkte in **Bild 2(a)** auf den Bereich ABC. Für den Punkt A gilt $k = 1$, und die Summe $\rho_x + \rho_\eta$ wird minimal; in diesem Fall halbiert die Hauptdruckrichtung 3 im Beton den stumpfen bzw. den spitzen Winkel zwischen den Bewehrungen, je nachdem, ob $\tau_{\xi\eta}$ positiv oder negativ ist, siehe **Bilder**

***figure 1(b)**. Assuming a uniaxial compressive stress σ_{c3} (negative) enclosing the angle θ with the x-axis and denoting the geometrical reinforcement ratios and the steel stresses by ρ_x and ρ_η and σ_{sx} and $\sigma_{s\eta}$, respectively, the stresses (2) are obtained. Inserting these into (1) leads to (3) and hence to (4). From the third equation (3) it can be seen that for negative σ_{c3} the sign of $\tau_{\xi\eta}$ is the same as that of $\cot\psi + \cot\theta$ and, because of $\sin\psi > 0$ $(0 < \psi < \pi)$, it is also the same as that of $\cos\psi + \sin\psi\cot\theta$. Hence, the second terms on the right hand sides of the first two equations (4) can not be negative. Thus, (5) is obtained since the steel stresse σ_{sx} and $\sigma_{s\eta}$ can not exceed the yield strength f_s. According to the third equation (4) the relation (6) results since σ_{c3} can not be smaller than $-f_c$, where f_c = effective concrete compressive strength. In **figure 2(a)**, (5) an (6) restrict the admissible dimensioning points to the domain*

(4)

$$\rho_x\sigma_{sx} = \frac{\sigma_\xi}{\sin\psi} + \frac{\tau_{\xi\eta}}{\sin\psi}(\cos\psi + \sin\psi\cot\theta)$$

$$\rho_\eta\sigma_{s\eta} = \frac{\sigma_\eta}{\sin\psi} + \frac{\tau_{\xi\eta}}{\sin\psi}(\cos\psi + \sin\psi\cot\theta)^{-1}$$

$$-\sigma_{c3} = \rho_x\sigma_{sx} + \rho_\eta\sigma_{s\eta} - \sigma_x - \sigma_y$$

(5)

$$\rho_x f_s \geq \frac{\sigma_\xi}{\sin\psi} + k\left|\frac{\tau_{\xi\eta}}{\sin\psi}\right|$$

$$\rho_\eta f_s \geq \frac{\sigma_\eta}{\sin\psi} + \frac{1}{k}\left|\frac{\tau_{\xi\eta}}{\sin\psi}\right|$$

$$(k = |\cos\psi + \sin\psi\cot\theta|)$$

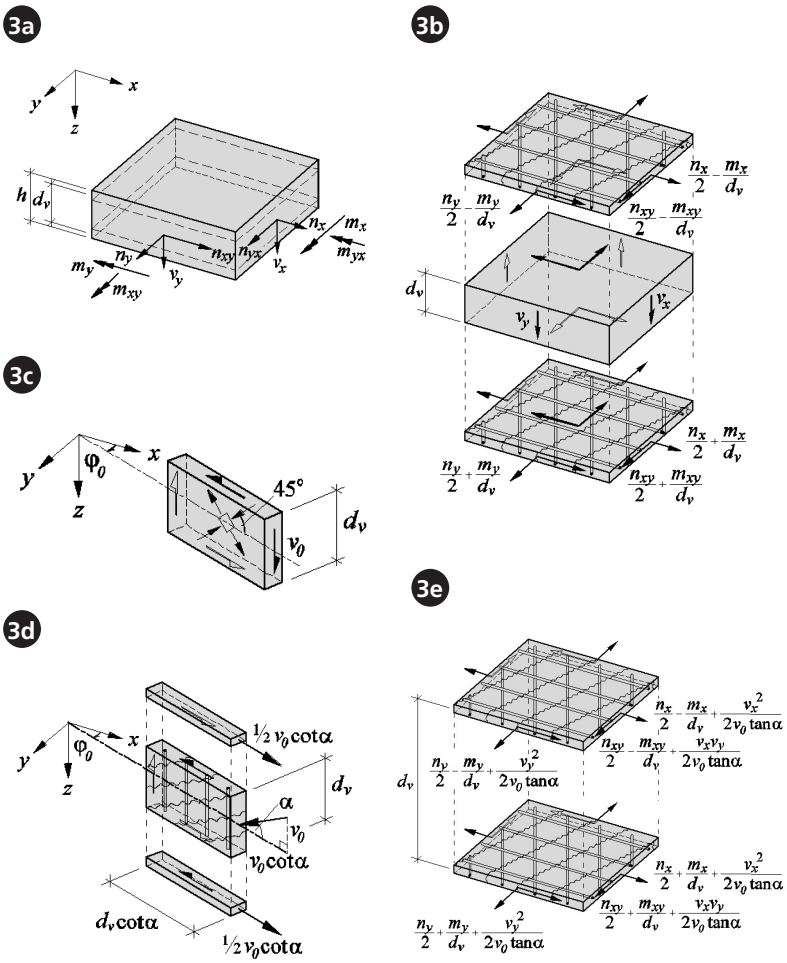
(6)

$$(\rho_x + \rho_\eta) f_s \leq f_c + \sigma_x + \sigma_y$$

*ABC. For Point A, $k = 1$ and the sum $\rho_x + \rho_\eta$ reaches its minimum; the principal compressive stress direction 3 in the concrete bisects the obtuse or acute angle between the reinforcements, respectively, depending on whether $\tau_{\xi\eta}$ is positive or negative, see **figures 2(b) and (c)**. For an arbitrary Point P on the hyperbola BAC in **figure 2(a)**, k^2 can be determined from the graph as indicated.*

General combined actions

*The bending and twisting moments (m_x, m_y, $m_{xy} = m_{yx}$), membrane forces (n_x, n_y, $n_{xy} = n_{yx}$) and transverse shear forces (v_x, v_y) acting on the plate element shown in **figure 3(a)** may be replaced by equivalent forces acting on the core and the covers of a sandwich element [1,2], see **figure 3(b)**. The cover thicknesses t_{inf} and t_{sup} may be assumed to be equal to $0.2h$ or $2(h\text{-}d_m)$, where d_m = average effective depth of the reinforce-*



Sandwichmodell: (a) allgemein beanspruchtes Plattenelement; (b) äquivalente Kräfte; (c) ungerissener Kern; (d) gerissener Kern; (e) äquivalente Deckelkräfte bei gerissenem Kern.
Sandwich model: (a) plate element subjected to general combined actions; (b) equivalent forces; (c) uncracked core; (d) cracked core; (e) equivalent cover forces for cracked core.

2(b) und (c). Für einen beliebigen Punkt P auf der Hyperbel BAC in **Bild 2(a)** gilt die im Bild eingetragene Beziehung für k^2.

Allgemeine Beanspruchung

Die auf ein Plattenelement gemäss **Bild 3(a)** wirkenden Biege- und Drillmomente (m_x, m_y, $m_{xy}=m_{yx}$), Membrankräfte (n_x, n_y, $n_{xy}=n_{yx}$) und Querkräfte (v_x, v_y) können mit Hilfe einer Sandwichmodellvorstellung [1,2] wie in **Bild 3(b)** gezeigt in äquivalente Kräfte in den Deckeln und im Kern eines Sandwichelementes umgesetzt werden. Die Dicken t_{inf} und t_{sup} des unteren und oberen Sandwichdeckels werden dazu zunächst geschätzt, z. B. gleich $0{,}2\ h$ oder $2(h\text{-}d_m)$, wobei d_m die mittlere statische Höhe des Bewehrungsnetzes bezeichnet. Der Hebelarm der inneren Kräfte $d_v = h - (t_{inf} + t_{sup})/2$ ist damit festgelegt und kann nach der Bemessung der Bewehrung kontrolliert und allenfalls korrigiert werden. Die Querkräfte v_x und v_y entsprechen einer unter dem Winkel $\varphi_0 = \tan^{-1}(v_y/v_x)$ zur x-Achse übertragenen Hauptquerkraft $v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$. Für geringe Querkraftbeanspruchungen, etwa $v_0/d_v < f_{ctm}/6$ ($f_{ctm} \approx 0{,}3\, f_{cc}^{2/3}$ mit f_{cc} = Zylinderdruckfestigkeit des Be-

(7) $$\rho_z f_s d_v \cot\alpha \geq v_0$$

(8) $$v_{0d} = -q_d \cdot n\,,\ m_{nd} = \frac{q_d l_n^2}{8}\left(1 - \frac{4n^2}{l_n^2}\right)\ \left(l_n = l \cdot \sin\psi / \sin\beta\right)$$

*ment mesh. Thus, the lever arm $d_v = h - (t_{inf} + t_{sup})/2$ of the internal forces is given and can be checked and, if necessary, corrected after the dimensioning of the reinforcement. The transverse shear forces v_x and v_y correspond to a principal shear force $v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$ being transferred in the direction $\varphi_0 = \tan^{-1}(v_y/v_x)$ to the x-axis. For small transverse shear forces, say $v_0/d_v < f_{ctm}/6$, where $f_{ctm} \approx 0.3\, f_{cc}^{2/3}$ and f_{cc} = cylinder compressive strength of concrete in N/mm^2, no transverse reinforcement is necessary; the core may be assumed to be uncracked, being subjected to a state of pure shear as shown in **figure 3(c)**, and the cover forces are not influenced by the transverse shear forces. In general, however, the core should be assumed to be cracked as shown in **figure 3(d)**; similar to the web of a girder a concrete compressive stress field inclined at an angle α to the plane of the plate develops and the necessary reinforcement ratio ρ_z of the transverse reinforcement (stirrups or T-headed bars) follows from (7). The sandwich covers are subjected to additional forces $v_0 \cot\alpha/2$, resulting in the additional force components given in **figure 3(e)**. By dividing the equivalent cover forces by t_{inf} and t_{sup}, respectively, one obtains average cover stresses σ_x, σ_y and τ_{xy} that can be treated according to (1) and (5). Finally, (6) allows to check t_{inf} and t_{sup}, using $f_c \approx 6.2\, f_{ctm}$ at the ultimate strength level. If necessary, the calculations have to be repeated using modified values of t_{inf} and t_{sup}.*

Practical application

*Consider a rhombus-shaped plate, simply supported along two opposite edges and free along the other two, skew to the left at $\psi = 45°$, having a side length of $l = 10 \cdot \sqrt{2}$ m and a thickness of $h = 0.65$ m, see **figure 4(a)**. The plate is subjected to a uniformly distributed load $q_d = 35\ kN/m^2$ at the dimensioning level [4]. The origin O of the coordinate systems x, y and ξ, η is placed at the centre*

tons in N/mm²) kann auf eine Querkraftbewehrung verzichtet werden; in diesem Fall darf von der Vorstellung eines ungerissenen Kerns ausgegangen werden, der durch einen Zustand reinen Schubes gemäss **Bild 3(c)** beansprucht wird und die Kräfte in den Sandwichdeckeln nicht beeinflusst. Im allgemeinen ist jedoch von der Vorstellung eines gerissenen Kerns gemäss **Bild 3(d)** auszugehen; ähnlich wie für einen gerissenen Trägersteg ergibt sich in diesem Fall ein unter dem Winkel α zur Plattenebene geneigtes Betondruckspannungsfeld, und der erforderliche geometrische Bewehrungsgehalt ρ_z der zur Plattenebene senkrechten Querkraftbewehrung (Bügel oder an ihren Enden verankerte Stäbe) folgt aus (7). Die Sandwichdeckel werden Zusatzkräften $v_0 \cot\alpha/2$ unterworfen, was im Vergleich zu **Bild 3(b)** zu den im **Bild 3(e)** dargestellten Zusatzkomponenten führt. Division der äquivalenten Deckelkräfte mit t_{inf} bzw. t_{sup} führt zu mittleren Deckelspannungen σ_x, σ_y und τ_{xy}, die gemäss (1) und (5) behandelt werden können. Schliesslich erlaubt (6) die Kontrolle der Deckeldicken t_{inf} und t_{sup}, wobei von einer effektiven Betondruckfestigkeit auf Bruchniveau von etwa $f_c \approx 6{,}2 f_{ctm}$ ausgegangen werden darf. Gegebenenfalls sind die Berechnungen mit modifizierten Werten für t_{inf} und t_{sup} zu wiederholen.

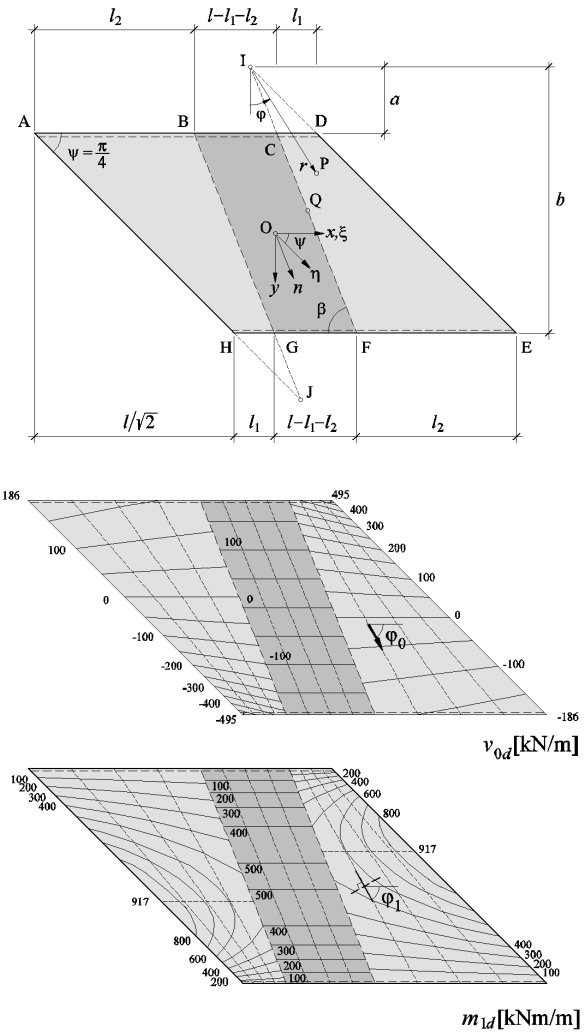
Praktische Anwendung

Wir betrachten eine rhombusförmige, an zwei gegenüberliegenden Rändern einfach gelagerte und an den beiden anderen Rändern freie, nach links unter 45° schiefe Platte mit einer Seitenlänge $l = 10 \cdot \sqrt{2}$ m und einer Dicke $h = 0{,}65$ m, siehe **Bild 4(a)**. Die Platte ist durch eine gleichmässig verteilte Last $q_d = 35$ kN/m² auf Bemessungsniveau [4] belastet. Der Ursprung O der Koordinatensysteme x, y bzw. ξ, η wird im Schwerpunkt der Platte angenommen. Die Lastabtragung wird anhand eines statisch zulässigen Span-

of the plate. The load transfer is investigated based on a statically admissible stress field. The plate is subdivided into the two trapezoidal regions ABGH and CDEF and the parallelogram-shaped region BCGF, assuming $l_1 = 2$ m and $l_2 = 8$ m. Hence, $a = 3.33$ m, $b = 13.33$ m and $\beta = 68.2°$.

Within the region BCFG a uniaxial load transfer in the n-direction is assumed. The corresponding principal shear forces and moments are given by (8). Within the region CDEF a uniaxial load transfer in the r-direction is assumed [5]. The corresponding principal shear forces and moments are given by (9). The principal shear force v_{0d} vanishes for $y = c - a - l\sqrt{2}/4$ where $c^2 = (a^2 + ab + b^2)/3$ and m_{rd} reaches a maximum for $y = \sqrt[3]{ab(a+b)}/2 - a - l\sqrt{2}/4$.

For the region ABGH similar relationships to CDEF apply. ***Figures 4(b) and (c)*** *represent the resulting principal transverse shear forces and moments at the dimensioning level. In the following the dimensioning procedure is discussed in detail for Point Q shown in* ***figure 4(a)****, being characterised by $m_{rd} = 532$ kNm/m and $v_{0d} = 69$ kN/m. The dimensioning is based on the principles laid down in the Swiss code SIA 262 [4], assuming reinforcing steel B500B ($f_{sd} = 435$ N/mm²) placed parallel to the edges of the plate, using concrete C 45/55 ($f_{cd} = 26$ N/mm², $f_{ctm} = 3.8$ N/mm²) and a cover of the reinforcement of $c_{nom} = 40$ mm. According to (7) the maximum principal transverse shear force $v_{0d} = 495$ kN/m at the obtuse corners of the plate requires $\rho_z = 495/(435 \cdot 520) = 0.22\ \%$ if $\alpha = 45°$ and $d_v \approx 520$ mm are assumed. Adopting an in-plane bar spacing of 200 mm in the ξ- and η-direc-*



Anwendungsbeispiel: (a) Geometrie und Bezeichnungen; (b) Hauptquerkräfte; (c) Hauptmomente.
Example application: (a) geometry and notation; (b) principal transverse shear forces; (c) principal moments.

(9)

$$v_{0d} = \frac{q_d}{2}\left(\frac{a^2 + ab + b^2}{3r\cos^2\beta} - r\right)$$

$$m_{rd} = \frac{q_d}{6}\left[\frac{a^2 + ab + b^2}{\cos^2\varphi} - \frac{ab(a+b)}{r\cos^3\varphi} - r^2\right]$$

nungszustands untersucht. Zu diesem Zweck wird die Platte in die beiden trapezförmigen Bereiche ABGH und CDEF sowie den parallelogrammförmigen Bereich BCFG unterteilt, wobei $l_1 = 2$ m und $l_2 = 8$ m angenommen werden. Aus diesen Annahmen folgen a=3,33 m, b = 13,33 m und $\beta = 68{,}2°$.

Im Bereich BCFG wird eine einachsige Lastabtragung in n-Richtung angenommen. Die entsprechenden Hauptquerkräfte und Momente sind durch (8) bestimmt. Im Bereich CDEF wird eine einachsige Lastabtragung in r-Richtung angenommen [5]. Die Hauptquerkräfte und -momente sind durch (9) bestimmt. Die Hauptquerkraft v_{0d} verschwindet für $y = c - a - l\sqrt{2}/4$ wobei $c^2 = (a^2 + ab + b^2)/3$, und m_{rd} wird für $y = \sqrt[3]{ab(a+b)}/2 - a - l\sqrt{2}/4$ maximal.

Für den Bereich ABGH gelten zu CDHG analoge Beziehungen. Die **Bilder 4(b) und (c)** illustrieren den Verlauf der resultierenden Hauptquerkräfte und -momente auf Bemessungsniveau.

Im folgenden wird die Bemessung gemäss Norm SIA 262 [4] für den in **Bild 4(a)** hervorgehobenen Punkt Q mit m_{rd} = 532 kNm/m und v_{0d} = 69 kN/m detailliert durchgeführt. Dabei wird von einer zu den Plattenrändern parallelen Bewehrung aus Betonstahl B500B (f_{sd} = 435 N/mm²) mit einer Bewehrungsüberdeckung c_{nom} = 40 mm ausgegangen. Als Beton soll C 45/55 zum Einsatz kommen (f_{cd} = 26 N/mm², f_{ctm} = 3,8 N/mm²). Die maximale Hauptquerkraft v_{0d} = 495 kN/m in den stumpfen Plattenecken erfordert gemäss (7) mit $\alpha = 45°$ und $d_v \approx 520$ mm einen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_z von 495/(435·520) = 0,22 %. Geht man von einem Stababstand der Bewehrungen in ξ- und η-Richtung von 200 mm aus und ordnet man in jedem Kreuzungspunkt dieser Stäbe einen Querkraftbewehrungsstab Ø 12 mm an, so erhält man $\rho_z = 6^2 \cdot \pi/(200^2 \cdot \sqrt{2}) = 0{,}2\%$. Diese Bewehrung deckt den lokal erforderlichen Maximalwert praktisch ausreichend ab (α wäre lokal gleich 42,4°) und wird als Mindestbewehrung über die ganze Plattenfläche verteilt eingelegt, z. B. in der Form von zu Leisten verbundenen Schubnadeln mit T-förmigen Endverankerungen. Für den Punkt Q resultieren die Momentenkomponenten $m_{xd} = 532 \cdot \cos^2\beta$ = 73,4 kNm/m, $m_{yd} = 532 \cdot \sin^2\beta$ = 458,6 kNm/m und $m_{xyd} = 532 \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta$ = 183,4 kNm/m sowie die Querkraftkomponenten $v_{xd} = 69 \cdot \cos\beta$ = 25,6 kN/m und $v_{yd} = 69 \cdot \sin\beta$ = 64,1 kN/m. Mit $d_v \approx 520$ mm (Sandwichdeckeldicken $t_{inf} = t_{sup}$ = 130 mm) erhält man daraus gemäss **Bild 3(e)** die mittleren Deckelspannungen $\sigma_{xd,inf}$ = 1,122 N/mm², $\sigma_{yd,inf}$ = 7,013 N/mm² und $\tau_{xyd,inf}$ = 2,804 N/mm² sowie $\sigma_{xd,sup}$ = –1,049 N/mm², $\sigma_{yd,sup}$ = –6,555 N/mm² und $\tau_{xyd,sup}$ = –2,622 N/mm²; die Spannungen im oberen Deckel entsprechen dabei einem einachsigen Druckspannungszustand mit einer Hauptdruckspannung von –7,604 N/mm². Für den unteren Deckel liefert (1) $\sigma_{\xi d,inf}$ = 1,787 N/mm², $\sigma_{\eta d,inf}$ = 9,918 N/mm² und $\tau_{\xi\eta d,inf}$ = –4,209 N/mm², woraus mit (5) und $k = 1$ sowie f_{sd} = 435 N/mm² die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte $a_{sx} = \rho_x \cdot t_{inf}$ = 2534 mm²/m und $a_{s\eta} = \rho_\eta \cdot t_{inf}$ = 5971 mm²/m folgen. Stäbe Ø 26 mm im Abstand von 200 mm liefern in x-Richtung a_{sx} = 2655 mm²/m, und mit Stäben Ø 26 bzw. 30 mm im Abstand von 100 mm erhält man in η-Richtung $a_{s\eta}$ = 6189 mm²/m. Die Kontrolle der Betondruckspannung im unteren Deckel gemäss (6) liefert (2,534 + 5,971)·435/130 – 1,122 – 7,013

*tion and placing a transverse bar with a diameter of 12 mm at every bar crossing of the in-plane reinforcement one obtains $\rho_z = 6^2 \cdot \pi/(200^2 \cdot \sqrt{2}) = 0.2\%$. This reinforcement practically covers the locally required maximum (α would have to be 42.4°) and is used as minimum reinforcement over the entire plate, e.g. in the form of pre-assembled reinforcing units consisting of T-headed bars welded to steel strips. For Point Q, one obtains the moment components $m_{xd} = 532 \cdot \cos^2\beta = 73.4$ kNm/m, $m_{yd} = 532 \cdot \sin^2\beta = 458.6$ kNm/m, $m_{xyd} = 532 \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta = 183.4$ kNm/m and the shear force components $v_{xd} = 69 \cdot \cos\beta = 25.6$ kN/m and $v_{yd} = 69 \cdot \sin\beta = 64.1$ kN/m. Assuming $d_v \approx 520$ mm, average cover stresses of $\sigma_{xd,inf} = 1.122$ N/mm², $\sigma_{yd,inf} = 7.013$ N/mm², $\tau_{xyd,inf} = 2.804$ N/mm² and $\sigma_{xd,sup} = -1.049$ N/mm², $\sigma_{yd,sup} = -6.555$ N/mm², $\tau_{xyd,sup} = -2.622$ N/mm² according to **Fig. 3(e)** result; the top cover stresses correspond to a uniaxial compressive stress of -7.604 N/mm². For the bottom cover, (1) yields $\sigma_{\xi d,inf} = 1.787$ N/mm², $\sigma_{\eta d,inf} = 9.918$ N/mm² and $\tau_{\xi\eta d,inf} = -4.209$ N/mm²; hence, assuming $f_{sd} = 435$ N/mm² and $k = 1$ (5) results in $a_{sx} = \rho_x \cdot t_{inf} = 2534$ mm²/m and $a_{s\eta} = \rho_\eta \cdot t_{inf} = 5971$ mm²/m. In the x-direction, bars with a diameter of 26 mm spaced at 200 mm are chosen, providing $a_{sx} = 2655$ mm²/m; in the η-direction, bars with alternating diameters of 26 and 30 mm spaced at 100 mm are chosen, providing $a_{s\eta} = 6189$ mm²/m. Checking the concrete stresses in the bottom cover according to (6) yields $(2.534 + 5.971) \cdot 435/130 - 1.122 - 7.013 = 20.324$ N/mm² $= 5.35\, f_{ctm}$. This value exceeds the permissible value of $6.2\, f_{ctm}/1.5 \approx 4.1\, f_{ctm}$ at the dimensioning level (where 1.5 = resistance factor for concrete [4]), i.e. $t_{inf} = 130$ mm is not sufficient. How-*

(10) $$\rho_x^* = \rho_x + \rho_\eta \cos^2\psi \quad \rho_y^* = \rho_\eta \sin^2\psi \quad \rho_{xy}^* = \rho_\eta \sin\psi\cos\psi$$

(11) $$\rho_{1,2}^* = \frac{\rho_x^* + \rho_y^*}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\rho_x^* - \rho_y^*}{2}\right)^2 + (\rho_{xy}^*)^2}$$

(12) $$\varphi^* = \frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{2\rho_{xy}^*}{\rho_x^* - \rho_y^*}\right)$$

$= 20{,}324\ \text{N/mm}^2 = 5{,}35\, f_{ctm}$. Dieser Wert übersteigt den auf Bemessungsniveau zulässigen Wert von $6{,}2\, f_{ctm}/1{,}5 \approx 4{,}1\, f_{ctm}$, wobei 1,5 = Widerstandfaktor für Beton [4], d. h. die angenommene Deckeldicke $t_{inf} = 130$ mm ist nicht ausreichend. Allerdings dürfte die obere Deckeldicke von 130 mm auf $t_{sup} = 130 \cdot 7{,}604/26 = 38$ mm reduziert werden, und somit würde die Verkleinerung von d_v wegen des grösseren t_{inf} durch die Verkleinerung von t_{sup} mehr als kompensiert. Die gewählte Bewehrung ist deshalb in jedem Fall ausreichend.

Äquivalente orthogonale Ersatzbewehrung

Statt des hier gezeigten direkten Vorgehens für die Bemessung schief bewehrter Betonplatten können äquivalente orthogonale Ersatzbewehrungen verwendet werden. Aus (10) folgen die Ersatzbewehrungsgehalte (11) in der Richtung (12). Beispielsweise erhält man für das im letzten Abschnitt untersuchte Beispiel ($a_{sx} = 2655$ mm²/m, $a_{s\eta} = 6189$ mm²/m) die Werte $\rho_x^* = 4{,}423$ %, $\rho_y^* = 2{,}380$ % und $\rho_{xy}^* = 2{,}380$ % und somit $\rho_1^* = 5{,}992$ %, $\rho_2^* = 0{,}812$ % und $\varphi^* = 33{,}4°$. In φ^*-Richtung und senkrecht dazu ergeben sich Normal- und Schubspannungen von 5,482 N/mm² und 2,653 N/mm² bzw. 3,813 N/mm². Nach (5) gilt (mit $\psi = 90°$) die Beziehung $(5{,}992 \cdot 4{,}35 - 5{,}482) \cdot (0{,}812 \cdot 4{,}35 - 2{,}653) = 18{,}097 > 3{,}813^2 = 14{,}539$, d. h. die gewählte Bewehrung ist ausreichend. Wie man sieht, eignet sich die äquivalente orthogonale Ersatzbewehrung zur Kontrolle einer bereits erfolgten Bemessung; für die direkte Bemessung ist sie nicht geeignet.

ever, t_{sup} could be reduced from 130 mm to $130 \cdot 7.604/26 = 38$ mm and thus, the reduction of d_v due to the increased t_{inf} would be more than compensated by the reduction of t_{sup}. In conclusion, the chosen reinforcement is sufficient.

Equivalent orthogonal reinforcement

Instead of the direct dimensioning procedure illustrated above, equivalent orthogonal reinforcement may be considered. From (10) the equivalent reinforcing ratios (11) in the direction (12) can be determined. For example, the values $\rho_x^* = 4.423$ %, $\rho_y^* = 2.380$ % und $\rho_{xy}^* = 2.380$ % and hence $\rho_1^* = 5.992$ %, $\rho_2^* = 0.812$ % and $\varphi^* = 33.4°$ are obtained for the case discussed above ($a_{sx} = 2655$ mm²/m, $a_{s\eta} = 6189$ mm²/m). In φ^*-direction and perpendicular to that direction, normal stresses of 5.482 N/mm² and 2.653 N/mm² and shear stresses of 3.813 N/mm² are obtained, respectively. According to (5) one gets (with $\psi = 90°$) the relationship $(5.992 \cdot 4.35 - 5.482) \cdot (0.812 \cdot 4.35 - 2.653) = 18.097 > 3.813^2 = 14.539$, i.e. the chosen reinforcement is sufficient. It can be seen that an equivalent orthogonal reinforcement is suitable for the checking of an already dimensioned reinforcement; however, it is not suitable for a direct dimensioning.

Autoren / Authors

Hans Seelhofer
dipl. Bau-Ing. ETH
Institut für Baustatik
und Konstruktion, ETH Zürich,
ETH-Hönggerberg / HIL E37.3
CH-8093 Zürich
seelhofer@ibk.baug.ethz.ch

Peter Marti
dipl. Bau-Ing. ETH, Prof. Dr. sc. techn.,
Institut für Baustatik
und Konstruktion, ETH Zürich
ETH-Hönggerberg / HIL E42.2
CH-8093 Zürich,
marti@ibk.baug.ethz.ch

Referenzen / References

[1] Marti, P., «Design of Concrete Slabs for Transverse Shear», ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, March-April 1990, pp. 180-190.
[2] Marti, P., «Kraftfluss in Stahlbetonplatten», Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 98, Heft 2, Feb. 2003, pp. 85-93.
[3] Nielsen, M.P., On the Strength of Reinforced Concrete Discs, Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series, No. 70, Copenhagen, 1969, 261 pp.
[4] SIA Norm 262 – Betonbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003, 90 pp.
[5] Monotti, M., «Reinforced Concrete Slabs – Compatibility Limit Design», Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 288, Zürich, August 2004, 96 pp.

Zustandsbeurteilung von Brücken bei deren Abbruch
Condition Survey of Bridges during their Demolition

Thomas Vogel

Einleitung

Beim Abbruch von Brücken fallen wertvolle Informationen an, die gar nicht oder nur mit grossem Aufwand beschafft werden können, solange das Bauwerk seine Funktion noch erfüllen muss. Zerstörende Untersuchungsmethoden sind uneingeschränkt anwendbar und die Ergebnisse früherer Untersuchungen können verifiziert werden.

Das Forschungsprojekt Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch (ZEBRA) bildete die Rahmenorganisation für Untersuchungen an Brücken in der Schweiz, die zwischen 1997 und 2004 abgebrochen werden sollten. Die EMPA führte eine erste Umfrage im Jahr 1996 durch. Eine eigene Umfrage im Jahre 1999 bei Bundesämtern, allen Kantonen, den grösseren Städten, der SBB und vier Privatbahnen und die allmähliche Beachtung des Projekts durch die Bauherrschaften führten zu einer Datenbank von Abbruchobjekten, die schliesslich 89 Brücken enthielt, von welchen 82 in der Berichtsperiode auch abgebrochen wurden.

Statistische Auswertung

Bereits diese Datenbank lässt interessante Auswertungen zu: Wie **Bild 1** zeigt, bestanden die meisten Brücken aus Stahl- oder Spannbeton. Bezüglich Tragwirkung dominierten Balkenbrücke **(Bild 2)**.

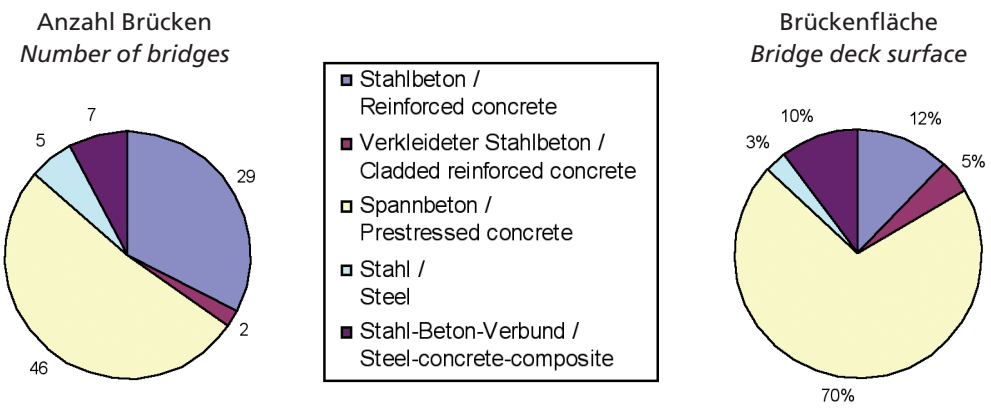
Bild 3 zeigt, dass die wenigsten der abgebrochenen Brücken ihre geplante Nutzungsdauer bereits erreicht hatten, denn der primäre Abbruchgrund war in vielen Fällen eine neue Linienführung des Verkehrsträgers, der über die Brücke führte, eine Änderung des überquerten Hindernisses bzw. Verkehrsträgers oder ein Ersatz der Brücke durch eine Eindeckung oder einen Tunnel. Schäden und Mängel waren bei 15 Objekten der primäre Abbruchgrund. Da eines dieser Objekte über 8200 m² Fläche aufwies, dominiert diese Kategorie in der Aufteilung nach Brükkenfläche **(Bild 4).**

Grössere Verkehrslasten waren nur in wenigen Fällen der primäre, bei 48 Objekten mit 49 % der Brükkenfläche jedoch ein sekundärer Abbruchgrund.

Erfassungsthemen und generelle Erkenntnisse

36 Objekte wurden näher untersucht. Die im Voraus definierten Themen der Zustandserfassung waren:

- Zustand schwer zugänglicher, kritischer und gefährdeter Tragelemente.
  Dabei lag das Schwergewicht bei den Spanngliedern, wo neue Erkenntnisse gewonnen werden



1 Verteilung der erfassten Abbruchobjekte nach Baustoff
Distribution of objects to be demolished according to material

Introduction

During the demolition of bridges valuable information can be gained. This information would have to be obtained at great expense or not at all if the structure would have to maintain its function. Destructive testing methods can be applied without restrictions and the results of earlier investigations can be verified.

The research project Condition survey of bridges during their demolition (ZEBRA, acronym of the project title in German) forms the framework for investigations on bridges in Switzerland that were subject to demolition between 1997 and 2004. The Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA) arranged a first enquiry in 1996. An own enquiry in 1999 to federal agencies, all cantons, the major cities, the Swiss federal railways and four other railway companies and the growing attention paid to the project by the owners led to a database that finally contained 89 bridges, 82 of which were demolished in the report period.

Statistical analysis

*Already the database allows for interesting analysis. As shown in **figure 1** most of the bridges consisted of reinforced or prestressed concrete. Concerning the structural system girder bridges dominated **(figure 2).***

***Figure 3** shows that only few of the demolished bridges had reached their design working life, because in most cases the primary reason for demolition was either a new alignment of the road or rail crossing the bridge or a change of the obstacle, which usually was also a traffic line, or a replacement of the bridge by a cut-and-cover-tunnel for the road beneath. For 15 objects faults and deteriorations were the principal reason for demolition. Since one of these objects covered an area of more*



2 Verteilung der erfassten Abbruchobjekte nach Tragwirkung in Längsrichtung
Distribution of objects to be demolished according to longitudinal structural system

konnten. Nur in Einzelfällen ergiebig waren Untersuchungen von Lagern, Gelenken und Fundationen.

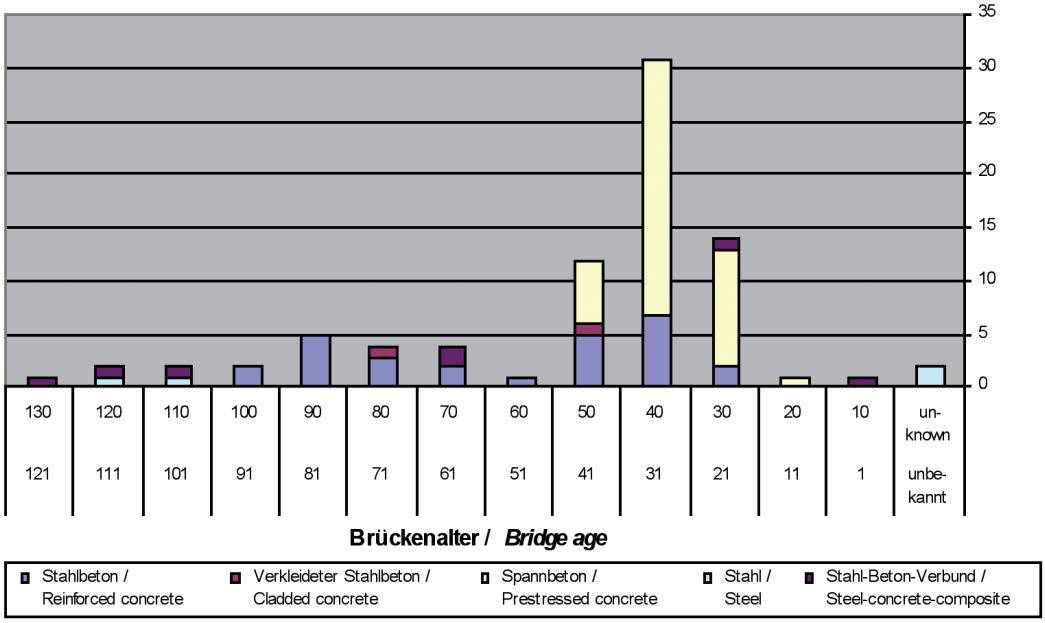
- Erfolg früherer Instandhaltungs- und Instandsetzungsmassnahmen. Da für wenige Objekte frühere Instandsetzungen gut dokumentierte sind, sind zwar einzelne spezielle, jedoch keine generellen Aussagen möglich.
- Effizienz und Zuverlässigkeit von zerstörungsfreien Prüfmethoden. Von der grossen Palette von möglichen Methoden kamen insbesondere Impact Echo, Potentialmessungen, Georadar und dynamische Untersuchungen zum Zuge. Diese wurden

*than 8200 m², this category dominates the distribution in terms of bridge surface **(figure 4)**. Only in few cases higher traffic loads were the principal reason for demolition, for 48 objects covering 49% of the bridge surface, however, their were a secondary cause.*

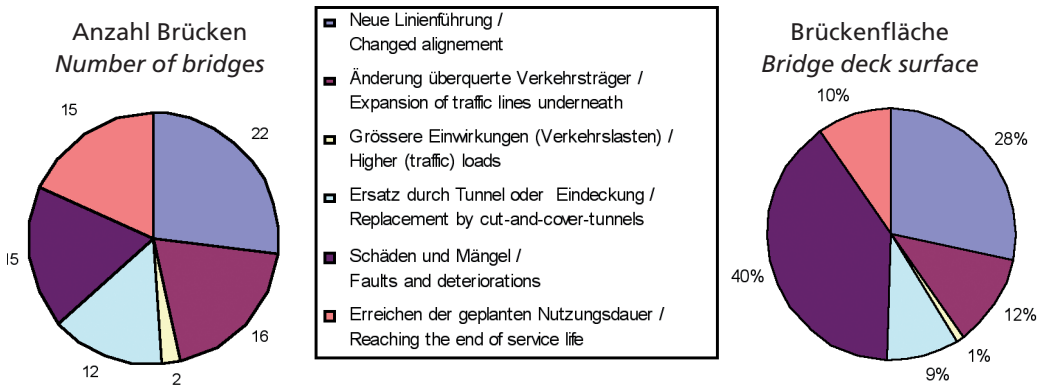
Survey themes and general findings

36 objects were examined in more detail. The survey themes fixed previously were:

- *Condition of badly accessible, crucial or endangered structural elements with an emphasis on post–tensioning tendons, where new findings could be gained. Examination of bearings, hinges and foundations was only fruitful in few cases.*
- *Success of earlier rehabilitation measures. Since earlier rehabilitation measures were documented for few objects only, special but no general conclusions could be drawn.*
- *Efficiency and accuracy of non-destructive testing methods. From the wide range of possible methods especially impact echo, potential mapping, ground-penetrating radar and dynamic analysis were used. Most these methods were applied within separate projects with an independent reporting [1], [2], [3].*



3 Alter der abgebrochenen 82 Objekte
Age of the demolished 82 objects



4 Primärer Abbruchgrund
Principal reason for demolition

meist im Rahmen eigenständiger Projekte mit einer unabhängigen Berichterstattung angewendet [1], [2], [3].

- Übereinstimmung von planmässigen und effektiven Abmessungen. Diese wurde vor allem bei denjenigen Brückenträgern überprüft und ausgewertet, die anschliessend für Bruchversuche verwendeten wurden.

Korrosionsschäden an Spanngliedern

Wie aus **Bild 1** ersichtlich ist, bestanden 52% der erfassten Objekte mit 70% der Fläche aus Spannbeton. Der Zustand der Spannglieder wurde routinemässig erhoben und beurteilt bezüglich der drei Komponenten Verankerungsbereich (Anker und Endbereiche der Litzen bzw. Drähte), Hüllrohr und Spannstahl. Bei Abbrüchen mit Zerstörung des Betongefüges vor Ort geschah dies durch Beobachtung während des Abbruchvorgangs **(Bild 5).** Dort wo Brückenteile zersägt wurden, konnten die Schnittflächen nachträglich einer detaillierten Inspektion unterzogen werden; allerdings fehlen dann in der Regel Aussagen über die Verankerungen **(Bild 6).**

Die vorgefundenen Korrosionsangriffe konnten jeweils gut erklärt werden. Nicht in allen Fällen war klar, ob die Korrosion bereits vor dem Einbau der Spannglieder ins Tragwerk oder erst in der Betriebsphase aufgetreten war. In der

- *Coincidence of planned and effective dimensions. These were primarily checked and interpreted for those girders that were subject to subsequent failure tests.*

Corrosion damage to post–tensioning tendons

As shown in figure 1 52% of the covered objects with 70% of the bridge surface consisted of prestressed concrete. As a matter of routine the condition of the tendons was surveyed and assessed concerning the three components anchorage (anchor and end region of strands or wires), duct and prestressing steel (stands or wires). For demolitions with in–situ destruction of the concrete this happened by observation during the procedure ***(figure 5).***

In cases, where bridge elements were sawn into pieces, the cutting areas became subject of a later detailed examination, but findings on anchorages are normally lacking ***(figure 6).***

The corrosion attack come upon could be explained satisfyingly in each case. It was not always clear, however, whether corrosion had occurred already prior to mounting of the tendons to the structu-



5 Abbruch durch Abtragen mit Hydraulikhammer
Demolition by removal with hydraulic hammer



6 Zustandserfassung nach Zersägen in transportierbare Stücke
Condition survey after sawing into transportable pieces

Regel waren Chloride im Spiel, deren Ausbreitungsweg vom Verkehrsraum über ungünstige konstruktive Details, fehlende oder mangelnde Abdichtungen und undichten Überdeckungsbeton bis zum jeweiligen Korrosionsherd verfolgt werden konnte.
Korrodierende Verankerungen traten insbesondere dann auf, wenn nebst fehlender oder undichter Abdichtung im Verankerungsbereich der Nischenbeton der beweglichen Verankerungen von schlechter Qualität war **(Bild 7).**
Ähnliches passierte, wenn die Injektion im Verankerungsbereich schlecht war. In solchen Fällen korrodierten nicht nur Ankerplatten und Trompeten, sondern je nach System auch die Draht- oder Litzenenden.
Bei den Metallhüllrohren wurde nicht nur Korrosion festgestellt, sondern auch Dellen, die von unsorgfältiger Behandlung beim Verlegen zeugten.
Kunststoffhüllrohre wurden bereits in den frühen Siebzigerjahren jedoch eher aus Kosten- als aus Qualitätsgründen eingesetzt. Sie verhielten sich grundsätzlich gut, sofern sie nicht infolge zu geringer Wandstärke in der Bauphase durch reibende Litzen perforiert worden waren. Mangelnde seitliche Überdeckung führte zu Längsrissen im Überdeckungsbeton, die jedoch bei intaktem Hüllrohr kein Problem darstellen.

re or only during use. As a rule chlorides were present, the path of which could be traced from the traffic space to the respective focus of corrosion due to unfavorable detailing, lacking or improper sealing and leaky cover concrete.
*Corrosion at anchorages occurred when besides lacking or leaking sealing the concrete of the recesses was of bad quality **(figure 7).** A similar case occurred when anchorage zones were inadequately grouted. In those cases not only anchorage plates and sleeves corroded but also the end regions of the strands or wires.*
For metallic ducts not only corrosion was reported but also dints originating from not careful handling during placing of the ducts.
Ducts out of polyethylene were already used in the early seventies, but rather for economical than quality reasons. In principle they behaved well unless due to minor thickness they were perforated by rubbing strands already in the construction stage. Lacking lateral cover led to cracks along the ducts in the cover concrete not causing a problem as long as the duct itself remained intact.
Apart from anchorages prestressed steel corroded only when all four barriers (sealing, concrete cover, duct, and grout) had failed.
An increased thread to the prestressing steel by both leaking ducts and improper grouting exists in all places where prestressing tendons are used to tie prefabricated elements and therefore intentionally cross element joints. Respective faults were found at beam joints on piers and in midfield as well as at joints of V-shaped columns and adjacent girders.
*For steep tendons like they are used in the ties of V-shaped columns of frame bridges already an admissible sedimentation of the grout leads to ungrouted regions with an extension that cannot be tolerated **(figure 8).***
*The Freyssinet system P 50, not used anymore since the sixties, turned out to be fault-prone with respect to grouting **(figure 9).***
The guiding spirals in the interior were not able to guarantee the intended equal distribution of the wires along the circumference but in fact caused an obstacle to grou-



7 Korrodierte Spanndrahtenden infolge schlechten Nischenbetons
Corroded ends of prestressing steel due to bad concrete in the recess

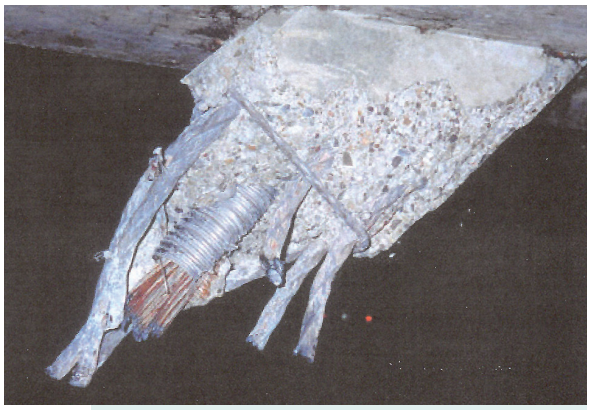
Abseits der Endverankerungen war der Spannstahl nur dort korrodiert, wo alle vier Barrieren (Abdichtung, Überdeckung, Hüllrohr, Injektionsgut) versagt hatten.
Eine erhöhte Gefährdung des Spannstahls sowohl durch undichte Hüllrohre als auch durch einen schlechten Verfüllungsgrad ist überall dort gegeben, wo Spannglieder zur Verbindung vorfabrizierter Teile dienen und damit zwangsläufig Elementfugen durchdringen. Diesbezügliche Mängel wurden festgestellt sowohl bei der Verbindung von Trägern über Stützen und im Feld als auch zwischen Zugstützen von V-Stielbrücken und deren Fahrbahnträger. Bei steil geführten Spanngliedern, wie sie bei Zugstützen vorliegen, führt bereits ein zulässiges Absetzmass des Injektionsmörtels zu nicht injizierten Bereichen mit Ausmassen, die nicht tolerierbar sind **(Bild 8).** Als bezüglich Injektionen fehleranfällig hat sich das seit den Sechzigerjahren nicht mehr verwendete System Freyssinet Typ P 50 erwiesen **(Bild 9).** Die Innenspiralen garantierten die beabsichtigte gleichmässige Verteilung der Spanndrähte über den Umfang nicht, sondern stellten vielmehr Hindernisse für die Injektion dar. Bei solchen Konstellationen korrodierten die Spanndrähte auch ohne wesentlichen Chlorideintrag, jedoch nicht wenn sie trokken blieben.
Die Erkenntnisse aus Abbruchobjekten flossen auch in [4],[5] und [6] ein.

Resultate

Die heute noch gebräuchlichen Spannsysteme haben sich bewährt. Mit Korrosion des Spannstahls muss jedoch in den Fällen gerechnet werden, in welchen alle Barrieren gegenüber Chloriden aus dem Strassenraum versagen. Im Einzelnen sind dies:

- Ungenügende oder ungenügend entwässerte Abdichtung der Brückenoberfläche, insbesondere im Bereich der Verankerungen, Kupplungen, Arbeitsfugen und Hochpunkte.
- Schlechter oder durchlässiger Überdeckungsbeton, insbesondere in Spannischen.
- Hüllrohre mit ungenügender Wandstärke oder mit Dellen aus dem Einbauvorgang.
- Korrodierte Hüllrohre.
- Schlechte Bedingungen für eine einwandfreie Injektion.
- Steile, nicht nachinjizierte Spannglieder oder Spanngliedabschnitte, wie sie beispielsweise in Zugstützen von V-Stielbrücken vorkommen.

Korrosion an schlaffer Bewehrung ist ein Indiz für Schäden an weiter innen liegenden Spanngliedern. An Verankerungen tritt Korrosion häufiger auf als an Spanndrähten. Bei guter Injektion beschränkt sie sich jedoch auf die Ankerplatten und die Endbereiche der Drähte bzw. Litzen.



8 Anschluss der Zugstütze einer V-Stielbrücke mit Injektionsmangel und korrodierten Spanndrähten
Connection of the tie of a V-shaped column to the girder with lack of grouting and corroded prestressing wires

Weitere Erkenntnisse

Das Forschungsprojekt ergab weitere Erkenntnisse, insbesondere einen umfassenden Überblick über die Vor- und Nachteile der denkbaren Abbruchverfahren unter Verkehr und ihre Eignung für gleichzeitige Zustandserfassung sowie Überlegungen zur Archivierung von Unterlagen der abgebrochenen Brücken.

Folgerungen

Die Untersuchungen bestätigen weitgehend die Entwicklung des Brückenbaus mit Spannbeton, wie sie seit der Erstellung der abgebrochenen Objekte verlaufen ist, nämlich einen optimalen Schutz der Tragkonstruktion und insbesondere des Spannstahls vor den chloridbelasteten Abwässern des Strassenraums durch mehrere Barrieren:

- eine hochwertige Abdichtung mit genügend Gefälle
- eine genügende Bewehrungsüberdeckung mit dichtem Überdeckungsbeton
- dichte Hüllrohre
- eine sorgfältige Injektion der Spannglieder.

Vorläufige Berichte sind in [7] und [8] publiziert; der Schlussbericht des Projekts ist in Vorbereitung und wird demnächst erscheinen.

Autor / Author

Thomas Vogel
Prof., dipl. Bauing. ETH
Institut für Baustatik und Konstruktion,
ETH Zürich
CH-8039 Zürich
vogel@ibk.baug.ethz.ch

Referenzen / References

[1] V. Bujard, S.F. Bailey, E. Brühwiler, C. Bruneau, E. Scheller; Applicabilité de la méthode Impact-Echo – Anwendbarkeit der zerstörungsfreien Prüfmethode Impact-Echo, FA 85 / 97 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 550, Février 2001, 61 pp.

[2] J. Hugenschmidt; Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken, FA AGB 2000 / 553 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 582, März 2005, 163 pp.

[3] O. Huth, G. Feltrin; Schadensdiagnose mit modalen Parametern: Erfahrungen an einer Spannbetonbrücke, Tagungsband Aktuelle Probleme der Brückendynamik, D-A-CH Tagung 2003, Dokumentation SIA D 0198, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein Zürich, pp. 43-50 und Der Bauingenieur 5/2005, pp. 16-24.

[4] F. Hunkeler, H. Ungricht und P. Matt; Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern; FA 86 / 95 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 534, Dezember 1998, 107 pp.

[5] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt und R. Werner; Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden, FA AGB 2000 / 470 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 588, August 2005, 290 pp.

[6] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt und R. Werner; Erkenntnisse aus Korrossionsschäden an Spannliedern, Schrägseilen und Ankern, **fib-CH** Publikation, fib-Kongress Naples 2006, pp 49-55

[7] T. Vogel; Condition Assessment of Concrete Bridges during Demolition, Proceedings and CD-ROM, fib-Symposium ‚Concrete and the Environment', Berlin 2001, 3-5 October, pp. 133-134.

[8] T. Vogel; Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch – Erkenntnisse für Neubau und Erhaltung, Bauingenieur, Band 77, Dezember 2002, pp. 559–567.

ting. For this configuration prestressing wires corroded already without a substantial insertion of chlorides unless they remained completely dry.
The findings from demolished bridges were also incorporated in [4], [5] and [6].

Results

The post-tensioning systems used up to the present stand the test of time. Corrosion may occur, however, in cases where all barriers to the chlorides originating from the traffic space fail. In detail these are:

- *Improper or improperly drained sealing of the bridge surface, especially in the regions of anchorages, couplers, construction joints and vents.*
- *Bad or leaky cover concrete, especially in recesses of stressing anchorages.*
- *Ducts with inadequate thickness or with dints originating from placing and concreting.*
- *Corroded ducts.*
- *Bad conditions for proper grouting.*
- *Steep tendons or tendon pieces that have not been grouted in two steps, as they occur for instance in prestressed ties of V-shaped columns of frame bridges.*

Corrosion at mild steel is an indication for damages of tendons placed more distant from the surface. At anchorages corrosion is more frequent than along the tendons between them. With proper grouting, however, it is restricted to the anchorage plates and the end regions of strands and wires, respectively.

Further insights

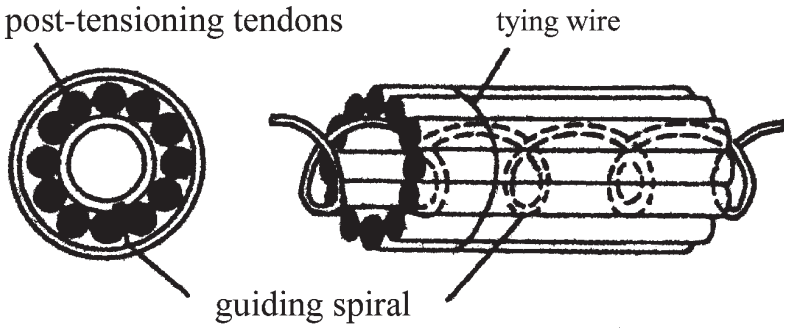
The research project provided further insights, among others a comprehensive overview on pros and cons of possible demolition techniques under traffic and their suitability for simultaneous condition survey as well as considerations on the archival storage of documents of demolished bridges.

Conclusions

The investigations confirmed to a large extend the development of bridge design with prestressed concrete, as it has continued since the execution of the objects now demolished, namely an optimal protection of the structure and especially the prestressing steel from chloride charged sewage from the traffic space by several barriers:

- *a high-quality sealing with a sufficient gradient*
- *an adequate cover of the reinforcement with a dense cover concrete*
- *dense ducts*
- *a careful grouting of the tendons.*

Preliminary reports are published in [7] and [8]; the final report of the project is in the editing phase and close to publishing.



9 Spannglied Freyssinet Typ P 50
Post-tensioning tendon Freyssinet type P 50

Considérations sur l'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes

Considerations on soil-structure interaction in the field of cut-and-cover tunnels

Sylvain Plumey, Aurelio Muttoni

Introduction

Pour la plupart des structures du génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui en facilite grandement l'analyse, tout en permettant généralement d'atteindre les buts visés. Dans certains cas cependant, l'interaction sol-structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore alors sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées. Les tranchées couvertes ou tunnels exécutés à ciel ouvert entrent dans cette catégorie.

L'objectif de cette communication est de mettre en évidence l'existence de différents régimes de comportement pour ce type d'ouvrages et de discuter leurs effets sur la conception de la structure.

Dans le cas des tranchées couvertes, le sol et la structure participent simultanément à la reprise des charges appliquées et forment du point de vue structural un système hyperstatique. A la ruine, la contribution du sol se traduit habituellement par la création d'arcs de décharge qui soulagent la structure. La **figure 1** présente les mécanismes de rupture principaux envisageables pour les tranchées couvertes de type cadre et voûte ainsi que les arcs de décharge associés.

Approche adoptée

La démarche choisie pour déterminer la contribution relative du sol et de la structure consiste à évaluer leür comportement séparément, de manière similaire à la méthode convergence-confinement développée dès les années 1970 pour le prédimensionnement des soutènements des tunnels excavés [1-3].

Les mécanismes de rupture de la **figure 1** peuvent être décrits par un déplacement caractéristique w et par des forces H, appelées poussées généralisées, qui résument en une valeur unique la résistance de la structure selon le mode de rupture admis.

Le comportement du sol est d'abord étudié en remplaçant la structure par une structure auxiliaire instable correspondant au mécanisme admis mais stabilisée par la poussée généralisée H. A l'aide d'un logiciel adapté (par exemple Z-soil, [4]), il est alors possible de déterminer la courbe caractéristique du sol qui décrit la relation entre la poussée généralisée H et le déplacement caractéristique w.

Le comportement de la structure est ensuite évalué en appliquant progressivement la poussée généralisée à la structure. On obtient ainsi la courbe caractéristique de la structure qui exprime sa réponse sous l'action du sol, représentée par la poussée généralisée.

La position d'équilibre du système complet peut finalement être déterminée graphiquement sur la base d'un critère de compatibilité cinématique. L'équilibre du système correspond au point d'intersection entre les courbes caractéristiques du sol et de la structure.

Cette approche est utilisée ci-dessous pour étudier deux exemples représentatifs des régimes de comportement rencontrés en pratique.

Introduction

For most structures in civil engineering, the behaviours of the soil and of the structure can be investigated independently, which makes simplifies the analysis easier, while generally giving satisfactory results. In certain cases, however, the interaction between soil and structure becomes is much more important and can significantly influence the structural design. A proper consideration of the combined behaviour of soil and structure improves appreciably the structural design. On the other hand, a misinterpretation of this interaction can lead to a bad solution. Cut-and-cover tunnels are an example of this categorya case in point.

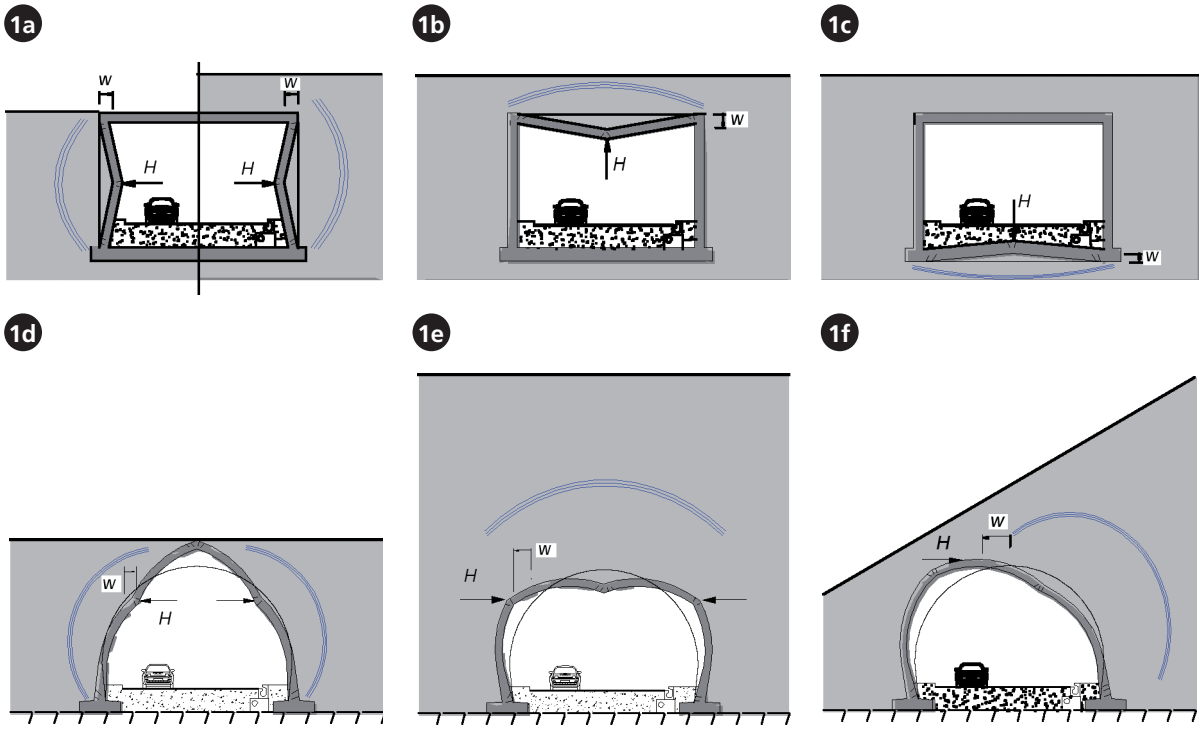
The objective of this paper is to emphasize the existence of various modes of behaviour and to discuss their effects on the structural design.

*In the case of cut-and-cover tunnels, soil and structure both carry the applied loads. From a structural point of view, they form an statically-indeterminate system. At the ultimate limit state, the contribution of the soil normally leads to unloading archesing action whichthat help is favourable for the structure. **Figure 1** shows the main failure mechanisms for frame-shaped and arch arch-shaped cut-and-cover tunnels with the associated unloading arches in the soil.*

Approach

The approach chosen to determine the relative contribution of the soil and of the structure is based on a separate evaluation of their behaviours, similarly to the convergence-confinement method developed in the 1970's for the design of supporting structures of driven tunnels [1-3].

*The failure mechanisms of **figure 1** can be characterized by a characteristic displacement w and by forces H, called generalized pressu-*



Mécanismes de rupture principaux pour les tranchées couvertes de type cadre et voûte avec les arcs de décharges (en bleu), le déplacement caractéristique w et la poussée généralisée H associés.
Main failure mechanisms for frame and arch shaped cut-and-cover tunnels with the associated unloading arches (in blue), characteristic displacement w and generalized pressure H

Exemple 1:

paroi latérale d'un cadre (stade de construction)

On considère tout d'abord le cas d'une tranchée couverte de type cadre en stade de construction alors que le remblai atteint le sommet des parois latérales. La situation, le mécanisme de rupture et les valeurs caractéristiques sont représentés à la **figure 1a.**

La figure 2a montre la courbe caractéristique du sol (1) calculée selon l'approche décrite ci-dessus. Cette courbe comporte deux phases distinctes correspondant respectivement aux régimes élastique (2) et plastique du sol (3), modélisé par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. A noter que le plateau plastique correspond à une poussée généralisée plus faible que celle obtenue sous l'hypothèse d'une répartition linéaire des poussées actives calculées selon Rankine (4) et souvent

res, which summarize represent in a single value the resistance of the structure under the chosen failure mode.

The behaviour of the soil is first studied by replacing the structure by an auxiliary unstable structure according to the assumed failure mechanism but stabilized by the generalized pressure H. By means of an adequatesuitable software (for instance Z-soil, [4]), it is then possible to compute the characteristic curve of the soil which describes the relationship between the generalized pressure H and the characteristic displacement w.

In a second phase, the behaviour of the structure is evaluated by progressively applying the generalized pressure to the structure. The so-obtained characteristic curve of the structure represents the response of the structure to the action of the soil, represented by the generalized pressure.

The position of equilibrium position of the complete system can finally be determined graphically based onusing a kinematical compatibility criterion. The equilibrium of the system corresponds to the intersection of the two characteristic curves.

This approach is used in the following to study two examples representative of the modes of behaviour encountered in practice.

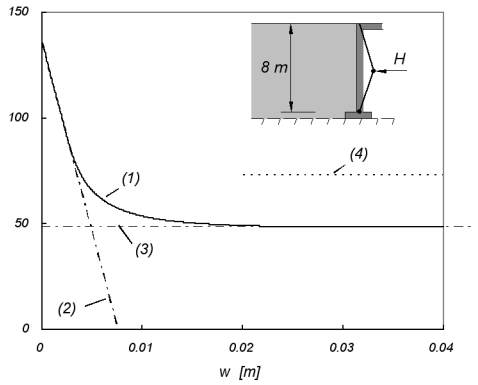
Example 1:

side wall of a frame (in the construction stage)

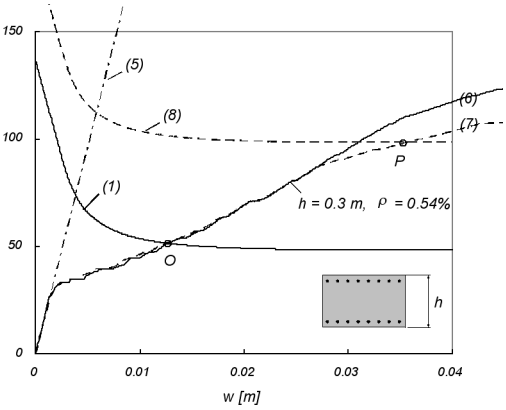
A frame frame-shaped cut-and-cover tunnel is first considered in its construction stage when the backfill reaches the top of the side walls. The situation, the failure mechanism and the characteristic values are represented in ***figure 1a***

Figure 2a *shows the characteristic curve of the soil (1) calculated according to the approach described above. This curve comprises two distinct phases corresponding respectively to the soil's elastic (2) and plastic state (3) states, modelled by a Mohr-Coulomb yield crite-*

2a



2b



Characteristic curves of a) the soil and of b) the structure
Courbes caractéristiques a) du sol et b) de la structure

admise aujourd'hui [5-6]. Cet effet traduit la création d'arcs de décharge dans le sol qui soulagent la structure **(voir figure 1a).**

La **figure 2b** présente la courbe caractéristique de la paroi (6), calculée en considérant la fissuration du béton et la plastification de l'armature, ainsi que la position d'équilibre du système à l'état limite de service (O). La même démarche peut être appliquée avec des propriétés de dimensionnement pour la structure (7) et pour le sol (8). On obtient ainsi la position d'équilibre à l'état limite ultime (P).

On constate que pour un tel cas le régime plastique du sol est activé pour de très petites déformations compatibles avec la structure. Il est donc possible de dimensionner la structure par une analyse classique en considérant le sol comme une charge appliquée. La valeur de cette charge, indépendante du comportement de la structure, est définie par le plateau plastique. Le dimensionnement de la paroi se fait par le choix de l'épaisseur et du taux d'armature nécessaires pour remplir les exigences d'aptitude au service et de sécurité structurale.

Exemple 2:

voûte sous chargement symétrique (stade définitif)

On considère maintenant le cas d'une voûte supportant une couverture de terre importante. La situation, le mécanisme de rupture et les valeurs caractéristiques sont représentés à la **figure 1f.**

La courbe caractéristique du sol donnée à la **figure 3a** (1) montre que dans un tel cas la phase quasi–élastique (2) est beaucoup plus importante que dans la situation précédente. Des déplacements considérables sont en effet nécessaires pour activer toute la résistance offerte par le sol (3). La figure 3b présente la courbe caractéristique d'une structure (4) avec ses différentes phases de comportement (A: fissuration, B, C et D: formation des rotules plastiques selon

rion. It can be notedis seen that the plastic plateau corresponds to a lower generalized pressure than the one obtained under the assumptioning of linear active pressures calculated according to Rankine (4) and often assumed in practice [5-6]. This effect corresponds to the development of unloading arches in the soil mass that help the structure ***(see figure 1a).***

Figure 2b *shows the characteristic curve of the wall (6), obtained considering cracking of concrete and yielding of steel reinforcement in reinforced concrete, and the position of equilibrium position at the serviceability limit state (O). The same approach can be applied with the design values of the structure (7) and the soil (8). The position of equilibrium position at the ultimate limit state is then obtained (P).*

In such a case, the plastic state of the soil is activated for very small deformations that are compatible with the structure. It is thus possible to dimension the structure following a classical approach which considers the soil as an applied load. The value of this load, independently of the behaviour of the structure, corresponds to the plastic plateau. The wall can be designed by choosing the thickness and the reinforcement ratio necessary to fulfil the serviceability and ultimate limit states requirements

Example 2:

arch under symmetrical loads (final stage)

An arch supporting a high earth cover is now considered. The situation, the failure mechanism and the characteristic values are represented in ***figure 1f.***

The characteristic curve of the soil given in ***figure 3a*** *(1) shows that the quasi-elastic phase (2) is much more important in such a case than in the preceding example. Considerable displacements are*

la **figure 3c)**. L'équilibre est atteint dans ce cas alors que le sol est encore en stade élastique (O).

Dans un tel cas, la conception de la structure répond à des règles très différentes de celles de l'exemple 1. La **figure 4** confronte différentes conceptions possibles. Les courbes 2, 3 et 4 représentent l'influence de la rigidité de la structure par le biais d'épaisseurs différentes alors que les courbes 4 et 5 indiquent l'influence de l'armature.

On constate qu'une augmentation de l'épaisseur de la voûte n'est pas nécessairement bénéfique à la structure. Elle conduit en effet à une augmentation importante des sollicitations (courbes 2, 3 et 4). La marge de sécurité n'est donc pas forcément augmentée. Une voûte souple constitue en fait une alternative mieux adaptée au comportement et plus économique qu'une voûte rigide.

Cette situation, qui peut paraître surprenante, s'apparente à celle rencontrée lors du dimensionnement des piles d'un pont fixe. Dans ce cas, le dimensionnement est habituellement dicté par le comportement des piles à l'état de service sous déformations imposées. Celui-ci est influencé principalement par la rigidité des piles et non par leur résistance. Des tendances similaires sont observées dans le cas traité puisque la modification de l'armature dans la voûte ne modifie que peu l'état d'équilibre (courbes 4 et 5).

Le dimensionnement de ce type de structures est donc gouverné par un critère d'aptitude au service et il convient de choisir l'épaisseur de la voûte en fonction du comportement du sol dans sa phase élastique. La rigidité du sol ou plutôt sa rigidité relative par rapport à celle de la structure s'avère déterminante.

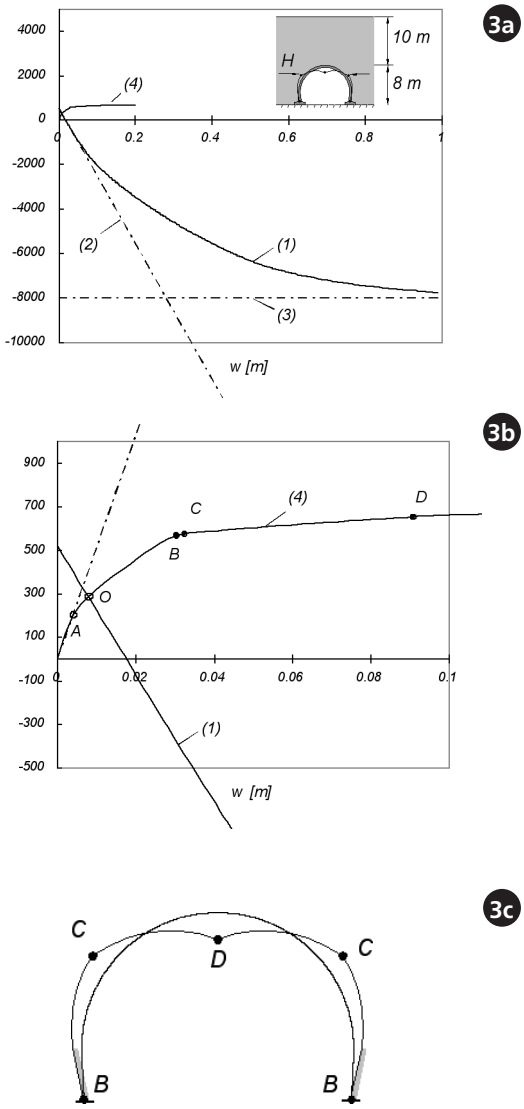
Contrairement à l'exemple 1, l'interaction sol-structure joue donc un rôle prépondérant et une analyse couplée est nécessaire.

A noter que la sécurité structurale est normalement assurée si les

*indeed required in order to activate the total resistance offered by the soil mass (3). **Figure 3b** shows the characteristic curve of the structure (4) with its various behaviour phases (A: cracking, B, C and D: development of plastic hinges according to **figure 3c)**. In this case, equilibrium is reached while the soil is still in its elastic state (O). In such a case, the structural design responds to very different rules from those of example 1. **Figure 4** compares different possible designs. Curves 2, 3 and 4 represent the influence of the stiffness of the structure for different wall thicknesses, while curves 4 and 5 shows the influence of the amount of steel reinforcement.*

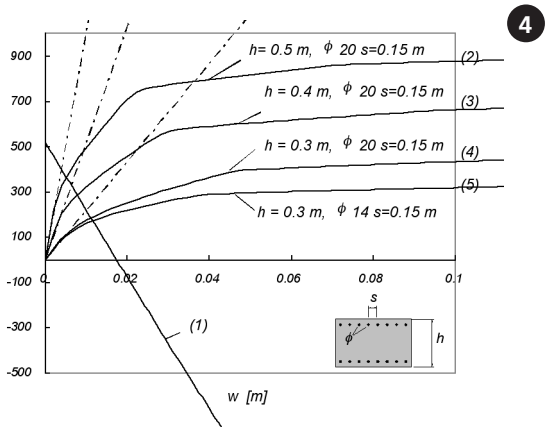
An increase of the arch thickness is not necessarily beneficial to the structure. It leads indeed to an important increase of the action effects (curves 2, 3 and 4). Thus, the safety margin does not necessarily increase. A flexible arch constitutes in fact an alternative better suited to the behaviour and more economical than a stiff arch. This situation, which might be surprising, is similar to the one encountered when designing piers of a fixed bridge. In this case, the design is usually governed by the behaviour of the piers at the serviceability limit state under imposed deformations, mainly influenced by the piers' stiffness and hardly by their strength. Similar trends are observed in the studied caseexample, because the modification of the reinforcement hardly affects the state of equilibrium (curves 4 and 5).

The design of this type of structures is thus governed by a serviceability limit state criterion. The thickness of the structure should be chosen accordingly to the soil's elastic state. The soil stiffness or



Courbes caractéristiques a) du sol et b) de la structure et c) position des rotules plastiques.

Characteristic curves for a) the soil b) the structure and c) location of the plastic hinges.



Influence du comportement de la structure sur les sollicitations à l'équilibre

Influence of the behaviour of the structure on the action effects at equilibrium

effets du 2ème ordre ne deviennent pas prépondérants et pour autant que la structure offre une ductilité suffisante pour développer toute sa résistance à la ruine.

Conclusions

L'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes peut être abordée selon une approche découplée qui consiste à déterminer les courbes caractéristiques du sol et de la structure puis à chercher graphiquement l'équilibre du système par un critère de compatibilité cinématique.
Cette approche permet d'expliquer les phénomènes et d'évaluer l'influence des divers paramètres. Deux régimes de comportement peuvent être mis en évidence en fonction des déformations nécessaires pour activer l'état plastique dans le massif:

- si des faibles déformations suffisent à activer l'état plastique, le sol peut être considéré comme une charge appliquée et la structure peut être dimensionnée selon une démarche classique,
- si des grandes déformations sont nécessaires pour activer l'état plastique, le comportement du système s'apparente à un cas de déformations imposées. L'interaction sol-structure doit alors être considérée en détails.

La conception de ce type de structures passe en premier lieu par l'identification du régime déterminant valable pour le cas considéré, puis par le choix d'une solution structurale adaptée.

rather its relative stiffness compared to that of the structure stiffness proves to be determining.
Contrary In contrast to example 1, soil-structure interaction thus plays a predominant role and a coupled analysis is necessary.
It should be noted that the structural safety is normally ensured if second order effects do not controlare unimportant and if the ductility of the structure is sufficient to develop its complete strength at collapse.

Conclusions

Soil-structure interaction in the field of cut-and-cover tunnels can be studied by an uncoupled approach by determining independently the characteristic curves of the soil and of the structure, and then by graphically finding the position of equilibrium of the system based on a kinematical compatibility criterion.

This approach allows one to explain the phenomena and to evaluate the influence of the various parameters. Two modes of behaviour can be emphasized according to the deformation required to activate the plastic state in the soil mass:

- *if small deformation are sufficient to activate the plastic state, the soil can be considered as an applied load and the structure can be designed using a classical approach,*
- *if large deformations are necessary to develop the plastic state, the system is similar to a case of imposed deformations. The interaction between soil and structure must then be considered in detailtaken into consideration.*

Identification of the controlling mode is the first step in designing this type of structures. It then allows one to choose a well suitedable structural solution.

Auteurs / Authors

Sylvain Plumey
EPFL IS BETON
Station 18
CH-1015 Lausanne
Sylvain.Plumey@epfl.ch

Aurelio Muttoni
Prof. Dr.
EPFL IS BETON
Station 18
CH-1015 Lausanne
aurelio.muttoni@epfl.ch

Références / References

[1] AFTES. Stabilité des tunnels par la méthode convergence-confinement. Tunnels et Ouvrages souterrains 32, 1979
[2] AFTES. Recommandations pour l'emploi de la méthode convergence-confinement. Tunnels et Ouvrages souterrains 59, 1983, pp. 218-238
[3] Panet M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1995
[4] Zace Service SA. Z-soil. PC user manual, 2003
[5] Vollenweider U., Pralong J. Calcul et dimensionnement des tunnels exécutés à ciel ouvert. Office fédéral des routes, 1998
[6] Craig R.F. Soil Mechanics. Van Nostrand Reinhold Compagny Ltd, 1974, pp. 119-129 et 131-132

Acknowledgments
The research project currently under way at EPFL (IS-BETON, LMS, LMR, LSC) is supported by the Swiss Federal Road Authority (ASTRA / FEDRO).

René Suter



1 Essais de charge sur des voussoirs de tunnel
Bending tests on tunnel segment

Mandat d'étude

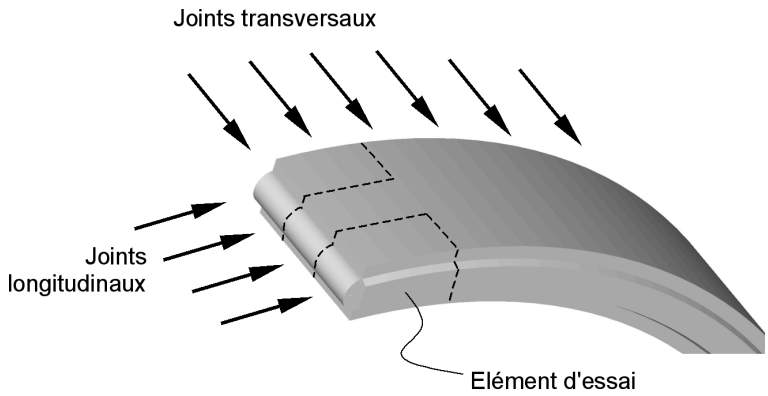
Dans le cadre des aménagements ferroviaires en Suisse, la société des Chemins de Fer Fédéraux (CFF) a réalisé, sur la ligne Berne - Zürich, le tunnel du Oenzberg. A son extrémité Est, ce tunnel croise, sur une distance de 80 m environ, un autre tunnel. La proximité des deux ouvrages provoque des sollicitations supplémentaires dans les voussoirs préfabriqués et, particulièrement, dans les joints entre les voussoirs. Il s'avérait donc nécessaire de procéder à un renforcement des voussoirs dans la zone de croisement des deux tunnels [1].
Différentes solutions de renforcement furent étudiées et, après de nombreuses discussions, l'utilisation d'un béton à fibres métalliques du type Dramix fût envisagée. Ajoutées dans des proportions adéquates, les fibres métalliques augmentent la résistance à la traction du béton et améliorent la ductilité de l'élément de construction. En outre, les fibres peuvent éviter la mise en place fastidieuse d'une armature compliquée aux joints et contribuent ainsi à l'économie de la construction.

Mandate

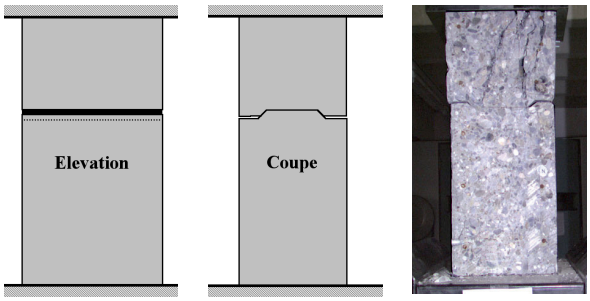
The Oenzberg Tunnel, on the main line between Berne and Zurich, was built by the Swiss Federal Railway (CFF) within the scope of the development of railway infrastructure in Switzerland. At a distance of approximately 80 m from its east end, this tunnel crosses another tunnel. The proximity of the two tunnel structures caused additional loads to be imposed on the prefabricated concrete tunnel lining and, in particular, on the joints between the precast lining segments. It was thus necessary to reinforce these segments in the zone where the two tunnels crossed [1].
Various reinforcement solutions were studied and, after numerous discussions, the use of concrete reinforced with steel fibres Dramix was considered. Added in correct proportions, steel fibres can increase the tensile strength of concrete and improve the ductility of concrete structural elements. Moreover, these fibres, it was thought, could eliminate the need for a labour-intensive installation of complicated reinforcement cages near the joints and thus contribute to the overall economy of construction.
To study the behaviour of the steel fibres and their effectiveness in the reinforcement of the tunnel lining segments, the CFF commissioned the University of Applied Sciences, Fribourg (EIA-FR), with a comparative experimental study. Three alternative reinforcement solutions were selected for this comparison:

- *concrete reinforced with steel reinforcing bars,*
- *concrete reinforced with 60 kg/m³ of steel fibres,*
- *a mixed solution with steel reinforcing bars and 30 kg/m³ of steel fibres.*

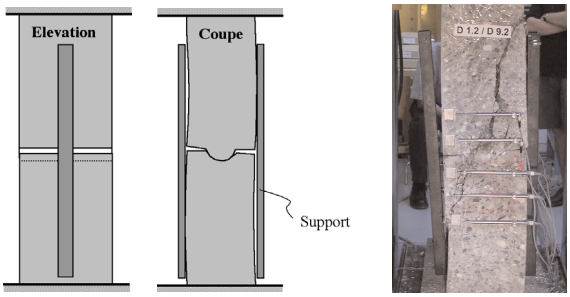
These three solutions were the subject of an experimental programme ***(see figure 1)*** *which included,*



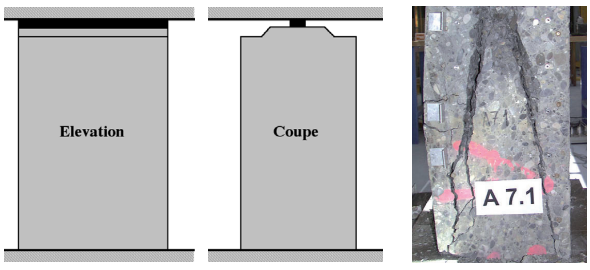
2 Découpage des éléments d'essai
Cut-out of tested elements



3 Tests on transverse joints
Essais de joints transversaux



4 Essais de joints longitudinaux
Tests on longitudinal joints



5 Essais de poinçonnement des joints
Joint bearing strength tests

Pour étudier le comportement de fibres métalliques et leur efficacité dans le renforcement des voussoirs, la société des CFF a mandaté l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg (EIA-FR) de procéder à une étude expérimentale comparative. Trois solutions constructives de renforcement furent sélectionnées pour cette comparaison:

- solution en béton armé, avec renforcement de l'armature,
- béton renforcé de fibres métalliques, à titre de 60 kg/m^3,
- béton à armature mixte, avec des barres d'armature et des
- fibres métalliques, à titre de 30 kg/m^3.

Ces trois solutions furent soumises à un programme expérimental **(figure 1)** qui comprenait, d'une part, une étude sur les joints entre voussoirs et, d'autre part, des essais sur des voussoirs de tunnel entiers.

Joints entre voussoirs préfabriqués

Sollicitations des joints

Dans la construction de tunnels à l'aide de voussoirs préfabriqués, une attention particulière doit être apportée à la conception des joints **(figure 2).** Ces derniers sont en effet fortement sollicités, et l'éclatement du béton d'un joint peut compromettre la stabilité de la voûte [2]. Pour les joints transversaux, ce sont les sollicitations du tunnelier s'appuyant sur les voussoirs en place qui exercent une pression élevée. Pour les joints longitudinaux, les sollicitations proviennent de la roche et, dans le cas particulier du tunnel du Oenzberg, d'un autre tunnel à faible recouvrement.

on the one hand, a study on the joints between the tunnel lining segments and, on the other hand, tests on whole tunnel lining segments.

Joints between prefabricated tunnel lining segments

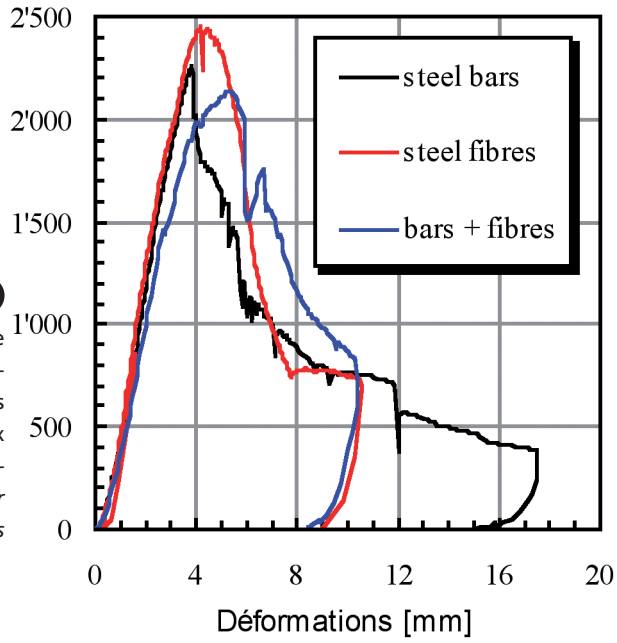
Loading of joints

*In the construction of tunnels using prefabricated tunnel lining segments, detailed attention must be given to the design of the joints **(figure 2).** These joints are indeed strongly stressed, and the failure of the concrete at a joint can significantly compromise the stability of such structures [2]. For the transverse joints, the imposed loading includes loads introduced by the tunnelling machine, which has to be supported, and thus imposes load on the lining elements already in place. For the longitudinal joints, the loading comes primarily from the surrounding rock and, in the particular case of the Oenzberg Tunnel, from a nearby tunnel with a weaker lining.*

Experimental studies

To analyze their resistance to concentrated loads, compression tests were carried out on the transverse and longitudinal joints. These tests were conducted on full-scale structural elements, cut out from precast tunnel lining segments produced on the Oenzberg Tunnel construction site.

*For the transverse joint tests, the line load between two adjacent lining elements acts on a flat contact surface with a width of 200 mm **(figure 3)**. For the longitudinal joints the load is applied through a circular area. In order to stabilize the two curved lining elements, metal supports were placed on both sides. The curvatures of the two elements were reversed to limit the load eccentricity **(figure 4).***



6 Graphique force-déformation des joints transversaux
Load vs. deflection diagram for transverse joints

Etudes expérimentales

Pour analyser la résistance aux efforts concentrés, des essais de compression sont effectuées sur les joints transversaux et longitudinaux. Les essais portent sur des éléments de structure en vraie grandeur, découpés dans des voussoirs produits sur le chantier du tunnel du Oenzberg.

Pour les essais de joints transversaux, la charge linéaire entre les deux éléments de vousssoirs superposés agit sur une surface de contact plane d'une largeur de 200 mm **(figure 3).**

Pour les joints longitudinaux, la charge linéaire est appliquée au travers d'une surface arrondie. Afin de stabiliser les deux éléments superposés, des profilés métalliques sont disposés de part et d'autre. La courbure des deux éléments est inversée pour limiter l'excentricité de la charge **(figure 4).**

En outre, des essais de poinçonnement sont réalisés, sur des joints tranversaux, à l'aide d'une charge linéaire appliquée au moyen d'une plaque en acier d'une largeur de 60 mm respectivement 100 mm **(figure 5).**

Résultats des essais

En comparant les différentes solutions constructives **(figure 6)** on constate que les paramètres d'essais des différents joints de voussoirs ne modifient que peu leur comportement sous sollicitation. En effet, la mise en place de fibres métalliques, seules ou combinées avec une armature traditionnelle, permet d'atteindre une charge maximale presque identique.

Pour les joints longitudinaux, la forme arrondie empêche la mise en place d'une armature efficace. Il se trouve alors une grande zone de béton sans renforcement. Les fibres métalliques permettent ainsi de renforcer la rotule, leur donnant une résistance supérieure, couplée à un comportement ductile. En effet, les mouvements de la roche peuvent imposer des déplacements à la voûte; une bonne reprise de ces déformations s'avère donc indipensable.

Eléments de voussoirs préfabriques

Dimensionnement de voussoirs de tunnel

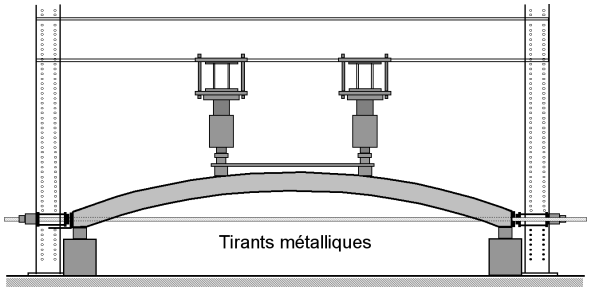
Pour le dimensionnement d'une structure en béton à fibres, on dispose actuellement de modèles théoriques fiables, lorsque les sollicitations se limitent à des moments de flexion et des efforts normaux [3, 4]. Ces modèles, et les simplifications admises dans leurs hypothèses de base, perdent en fiabilité

*In addition, load-bearing tests were carried out on the transverse joints, using a line load applied by means of a steel plate, 60 mm to 100 mm in width **(figure 5).***

Test results

*In comparing the various alternative reinforcement solutions **(figure 6),** it can be seen that the test parameters for the various tunnel lining joints exert a relatively small influence on the behaviour under load. Indeed, the use of steel fibres, either alone or in combination with traditional reinforcing bars, makes it possible to reach an almost identical maximum load.*

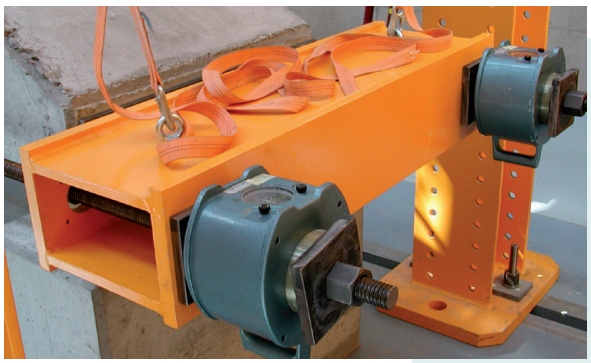
For the longitudinal joints the round shape prevents the installation of an effective traditional reinforcing cage. This results in a large zone of unreinforced concrete. The steel fibres thus make it possible to reinforce these joints, giving them a higher resistance, coupled with a more ductile material behaviour. Indeed, movements of the surrounding rock can impose displacements on the arch structure; thus the capacity to withstand these displacements is favourable.



7 Schéma de mise en charge
Specimen and test frame

lorsque les éléments de structure et les sollicitations sont plus complexes. Il n'est donc pas évident de traiter un élément de structure sous forme de voûte, avec une armature mixte, (barres d'armatures et fibres métalliques), au moyen d'un modèle comportant de nombreuses hypothèses simplificatrices.
Il s'avérait donc nécessaire d'étudier le comportement de voussoirs entiers sous l'effet de sollicitations combinées.

Etudes expérimentales
Les essais de charge étaient effectués sur deux séries de 8 et de 6 voussoirs préfabriqués. Ces voussoirs de 5.40 m de long, 0.85 m de large et 0.30 m d'épaisseur provenaient des chantiers des tunnels du Oenzberg et du Islisberg.
Pour appliquer les différents types de sollicitation, un nouveau stand d'essais fût construit à l'EIA-FR **(figure 1)**. Les éléments de voussoirs sont placés horizontalement sur le banc d'essai et chargés par des vérins hydrauliques verticaux. Les efforts normaux sont introduits aux extrémités par des tirants métalliques qui se mettent en tension progressivement en fonction des charges verticales appliquées **(figure 7)**.
Les voussoirs en béton forment ainsi, avec le tirant métallique, un système statique interne d'arc sous-tendu; extérieurement, le système est celui d'une poutre simple sur deux appuis. De cette façon, l'élasticité variable de la roche est assimilée par la variation de la rigidité des tirants.
Pour cette étude expérimentale, les essais sont réalisés successivement avec des tirants métalliques de 32, 40, 63 mm de diamètre **(figure 8).**

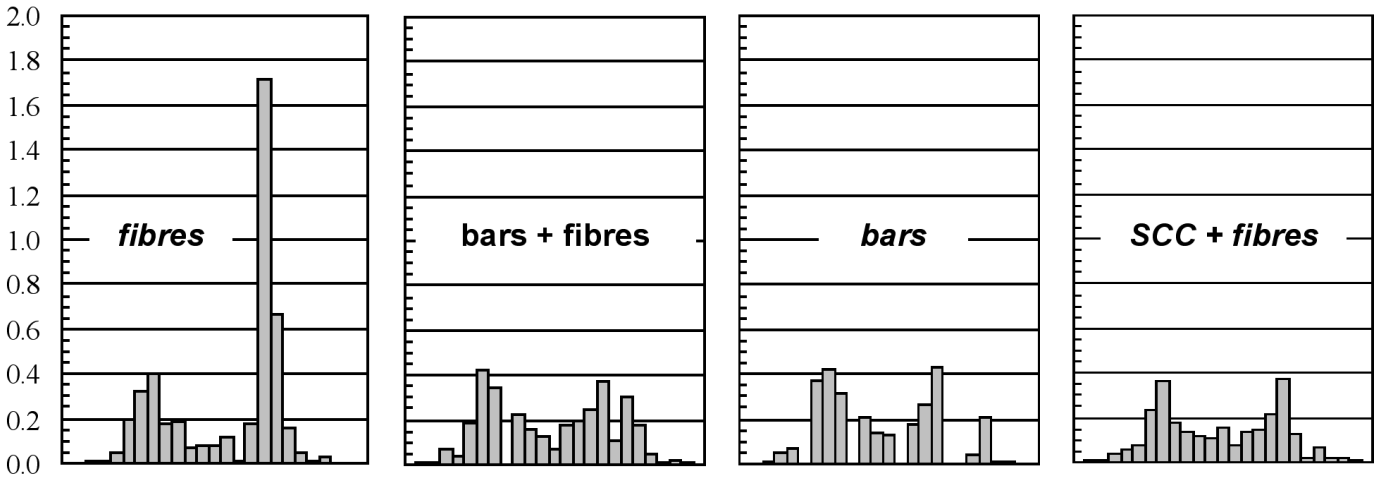


8 Introduction et mesure des efforts normaux
Load introduction and measurement of normal forces

Prefabricated lining segments

Design of tunnel lining segments
For the design of fibre-reinforced concrete structures theoretical models are available, which prove to be reliable provided the applied loads are limited to bending moments and axial forces [3,4]. These models, and the simplifications implicit in their basic assumptions, become less reliable however in cases where the structural elements and applied loading are more complex. The analysis of an arch structure, consisting of a mixture of reinforcing bars and fibre reinforcement, is thus not straightforward using such models, which involve many simplifying assumptions.
It was necessary therefore to study the behaviour of entire precast panel segments under a combination of imposed loads.

Experimental studies
These load tests were carried out on two series of 8 and 6 prefabricated tunnel lining segments. These segments, 5.40 m long, 0.85 m wide and 0.30 m thick, came from the construction sites of the Oenzberg and Islisberg Tunnels.
*To apply the different types of loading a new test frame was built at the EIA-FR **figure 1).***
*The tunnel lining segments are placed horizontally on the test frame and loaded by two vertical hydraulic jacks. Normal forces are introduced at the ends by metal rods, which are loaded gradually in tension as the vertical loads are applied **(figure 7).***
The concrete segments thus form, along with the metal tension rods, a tied arch internal structural system. Externally, the structural system is that of a simple beam on two supports. In this way the variable elasticity of the rock can be modelled by varying the rigidity of the ties.
*For this experimental study the tests were carried out successively with metal ties 32, 40 and 63 mm in diameter **(figure 8).***



9 Déformations de la zone tendue (charge à 600 kN ; tirants de 63 mm)
Tensile zone deformations (600 kN load; 63 mm dia. tension rods)

Résultats des essais
L'évolution des déformations verticales sous charges dépend fortement de la rigidité du système qui est dictée par le diamètre des tirants. Le type de voussoir n'influence que de peu les déformations verticales qui restent similaires pour les tirants de même diamètre. Pour les tirants de faible diamètre, les allongements de la face tendue se reportent, pour les voussoirs en béton armé et en béton à armature mixte, principalement sur deux fissures sous chacune des charges **(figure 9).**
Pour les voussoirs renforcés uniquement par des fibres, l'ensemble des allongements relatifs se reporte sur une seule fissure qui augmente continuellement et peut ainsi compromettre la stabilité du voussoir. L'augmentation de diamètre des tirants et, par conséquent, de l'effort normal tend à diminuer l'ouverture des fissures. Une explication de ce phénomène est donnée par la théorie de St-Venant. Cette dernière précise que la zone de béton comprimée joue le rôle de frette pour le béton tendu, permettant ainsi de diminuer la distance entre les fissures et de limiter leur ouverture.

Test results
The development of the vertical deformations under load strongly depends on the stiffness of the system, which is dictated by the diameter of the tension rod. The precast lining segment type influences inappreciably the vertical deformations, which remain similar for different segment types tested with the same tie diameter. For the small diameter ties elongation of the tension face occurs, while for the traditional and mixed reinforced elements it is mainly at two crack locations, one under each point load ***(figure 9).*** *For the elements reinforced by fibres only this elongation is concentrated at only one crack, which increases continuously and can thus endanger the stability of the segment. Increasing the diameter of the tie, and consequently the normal force, tends to decrease the crack opening size. An explanation of this phenomenon is given by St. Venant's theory, which suggests that the compressed concrete zone restrains the concrete in tension, making it possible to decrease the distance between the cracks, and thus limit their opening.*

Conclusions

Les essais sur des voussoirs préfabriqués en béton armé ou en béton à armature mixte (barres d'armature et fibres) ont confirmé un comportement satisfaisant sous l'effet de sollicitations combinées. Ils ont, en particulier, mis en évidence l'influence capitale de l'effort normal dans la section fléchie. Dans cette optique, le béton à fibres paraît particulièrement adapté pour des voussoirs de tunnel soumis à des efforts normaux élevés.

Les mesures et observations ont mis en évidence des insuffisances dans le comportement des voussoirs contenant uniquement des fibres qui ne peuvent pas remplacer totalement l'armature de flexion principale. Disposées de façon adéquate, les fibres métalliques donnent cependant de bons résultats en remplacement de l'armature «secondaire» (efforts de cisaillement, zones comprimées des joints).

Le modèle de calcul défini dans la recommandation suisse SIA 162/6 [6], permet de considérer une résistance à la traction post-fissuration. Pour les essais effectués à l'EIA-FR, les résistances à la flexion et à l'effort normal sont évaluées du côté de la sécurité.

Deux voussoirs étaient réalisés en béton autoplaçant (SCC), armé de fibres métalliques. Il s'agit là d'un mariage de deux technologies récentes dont l'intérêt pratique paraît évident. Il faut cependant souligner que le matériau devient de plus en plus pointu et exige de bonnes connaissances de la technologie du béton et de l'emploi des additions. Aussi, s'avère-t-il nécessaire de procéder à des essais préliminaires en respectant, autant que possible, les conditions de l'utilisation pratique.

Conculsions

The tests discussed here on reinforced concrete or prefabricated concrete tunnel lining segments with mixed reinforcement (reinforcing bars and steel fibres) confirmed their satisfactory behaviour under combined loading. In particular, they highlighted the importance of the normal force on the behaviour of sections loaded in bending. In this context, fibre reinforced concrete appears particularly well adapted to precast tunnel lining segments subjected to high normal forces.

Measurements and observations highlighted insufficiencies in the behaviour of the lining elements containing only fibres, which, it seems, cannot replace the bending reinforcement entirely. In sufficient quantities however the steel fibres give good results when replacing the «secondary» (shear, joint bearing) reinforcement.

The analytical model defined in the Swiss recommendation SIA 162/6 [6]*, makes it possible to consider post-cracking tensile strength. With this model the measured flexural and normal strengths of the specimens tested by the EIA-FR were conservatively estimated.*

Two tunnel lining elements were made out of self-compacting concrete (SCC), reinforced with steel fibres. This constitutes a marriage of two recent technologies whose practical interest is obvious. It should however be stressed that the use of such materials requires greater precision and a good knowledge of concrete technology and the use of additives. It is also necessary to carry out preliminary tests taking into account, as far as possible, the conditions of application in practice.

Auteur / Author

René Suter
Ecole d'ingénieurs
et d'architectes de Friburg
Bd de Pérolles 80 – Case postale 32
CH-1705 Fribourg
rene.suter@hefr.ch

Références / References

[1] Suter René, Bergmeister Konrad; Tübbinge aus Stahlfaserbeton, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 2004.
[2] Suter René, Buchs Patrick; Béton à fibres - Performances et perspectives, Documentation Journée d'étude SIA, Fribourg, 2004
[3] Beton-Kalender 2006, Holschemacher Klaus et al., -Faserbeton -Falkner Horst, Teusch Manfred, Stahlfaserbeton - Anwendungen und Richtlinie
[4] Pfyl Thomas; Tragverhalten von Stahlfaserbeton, Dissertation Nr. 15005, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, 2003.
[5] Suter René, Buchs Patrick; Steel fibre reinforcement for tunnels under severe geological conditions, IABSE Conference, Lisbon, 2005
[6] Recommandation SIA 162/6 Béton rénforcé de fibres métalliques, Zürich 1999

DynaMat - Laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali ad alta velocità di deformazione

DynaMat Laboratory for mechanical characterization of materials at high strain-rate.

Ezio Cadoni, Walter Amaro, Matteo Dotta, Carlo Albertini, Paolo Giorgetti

Introduzione

Strutture particolari possono essere soggette ad impatti ed esplosioni che inducono nei materiali differenti velocità di deformazione. Esempi tipici d'impatto sono: la collisione di un veicolo o di uno scafo sulla pila o sulla sull'impalcato di un ponte, La collisione di una nave su una struttura offshore, un impatto di un aereo (dopo l'11 settembre anche per le strutture non nucleari), esplosioni vicino o all'interno di strutture, l'effetto di proiettili dovuti all'esplosioni di bombe ecc. L'intervallo di velocità di deformazione provocata da tali incidenti può essere molto vasto, tipicamente si va da ~10^{-2} s^{-1} per i terremoti a oltre 10^{2} s^{-1} per forti esplosioni.

La risposta strutturale a tali carichi dinamici accidentali è normalmente valutata mediante codici agli elementi finiti.



1 Vista del laboratorio DynaMat *Overview of DynaMat lab*

L'accuratezza del progetto e della verifica delle strutture soggette a carichi d'impatto o per esplosioni dipende fortemente dalla precisione delle leggi costitutive descriventi la risposta del materiale. Da ciò segue l'importanza della misura con buona precisione delle proprietà meccaniche in dinamica per disporre di un accurato database per la calibrazione dei modelli di leggi costitutive implementati nei codici agli elementi finiti. Quindi sono di particolare importanza i risultati ad alta velocità di deformazione che possono essere ottenuti con apparecchiature capaci di misurare la propagazione dell'onda (masse cadenti, cannoni a gas, ecc.) come la ben nota tecnica delle barre di Hopkinson la quale ha mostrato risultati chiave nella caratterizzazione dei materiali.

Il laboratorio DynaMat

Per contribuire al miglioramento delle possibilità di progetto e verifica di strutture soggette a carichi impulsivi presso la SUPSI (Scuola Universitaria Professionale della Svizzera Italiana) è stato sviluppato un nuovo ed innovativo laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei materiali ad alta velocità di deformazione.

Nel laboratorio DynaMat è possibile misurare in modo preciso le curve sforzo-deformazione dei materiali in trazione, compressione e taglio mediante macchine di prova per un intervallo di velocità di deformazione (da 10^{-6} a 10^{5} s^{-1}).

In particolare sono presenti le seguenti installazioni:

- 4 barre di Hopkinson modificate lunghe 15 m (1÷10000 s^{-1})
  - per calcestruzzi e rocce (diametro 60 mm)
  - per metalli (diametro 10 e 12 mm)
  - per polimeri (diametro 20 mm)

Introduction

Some structures may be subjected to impact and blast loading that induces high strain rates in the materials. Typical impact examples are: collision of vehicles or vessels with bridge piers or superstructures, ship collision with offshore structures, aircraft crashes (after the 9/11 events also for non-nuclear structures), explosions near or inside structures, the effects of projectiles due to bomb explosion and so on. The range of strain rates, caused by such accidents, may be very large; typically from ~10^{-2} s^{-1} for earthquakes to >10^{2} s^{-1} for very strong explosions.

The structural response to accidental dynamic loading is normally evaluated by the Finite Element Method. The accuracy of design and the assessment of structures subjected to impact and blasting loading strongly depend on the adequacy of the constitutive law describing the material response. It follows that accurate measurement of the material's mechanical properties under dynamic loading is important in order to have at one's disposal a valid material database for the calibration of the constitutive material models implemented in FE codes. Thus, particular importance is attached to the results at high strain-rates obtained by means of devices able to measure wave propagation (falling mass, gas gun, etc.) such as the well known Hopkinson bar technique, which has produced key results in material characterization.

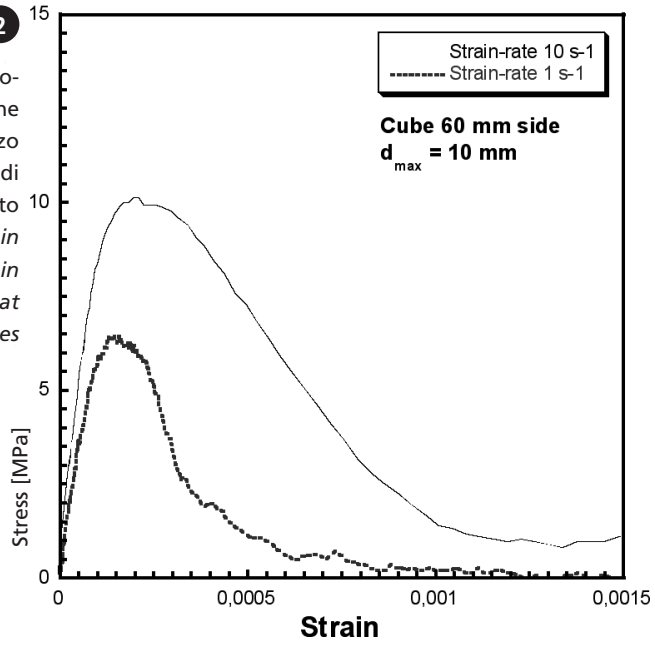
DynaMat Laboratory

In order to contribute to improving the possibility to design and assess structures subjected to impulsive loading a new advanced laboratory for the mechanical characterization of materials at high strain rates (DynaMat) has been established at the University of Applied Sciences of Southern Switzerland in Lugano.

- 1 macchina idro-pneumatica (10^{-1}÷50 s^{-1})
- 2 macchine universali per prove quasi-statiche
- Un sistema di registrazione di transienti dinamici (50 Msample/s)
- Un sistema di sensori di spostamento non a contatto
- Database per il comportamento dei materiali ad alta velocità di deformazione
- Software per la verifica strutturale ad impatto

La modifica innovativa della barra di Hopkinson, sviluppata al Centro Comune di Ricerca di Ispra, consiste nell'eseguire prove di impatto di precisione in trazione, compressione, flessione e taglio utilizzando lo stesso sistema di carico e la stessa strumentazione di misura.
La principale modifica introdotta nella tradizionale barra di Hopkinson consiste nella sostituzione del proiettile, normalmente utilizzato per generare l'impulso di carico, con una barra di pretensione che è la continuazione della barra di ingresso. La barra di Hopkinson modificata consiste di due barre, rispettivamente incidente e trasmessa, con il provino inserito tra le due. Tendendo la barra di pretensione si immagazzina in essa dell'energia elastica. Al rilascio di questa energia (permesso dalla rottura di un elemento fragile nel sistema di blocco) è generata un'onda rettangolare con un brevissimo tempo di salita che si propaga nella barra incidente e nella trasmessa portando a rottura il campione di materiale. Questo impulso è un'onda piana monoassiale con una lunghezza d'onda molto lunga rispetto alle dimensioni trasversali della barra. Questo impulso non supera il limite elastico del materiale costituente la barra. L'impulso si propaga attraverso la barra incidente con una velocità Co dell'onda elastica e la forma rimane costante. Quando l'impulso incidente (ε_I) raggiunge il provino, parte di esso (ε_R) e riflesso mentre un'al-

2 Curve sforzo-deformazione per calcestruzzo in regime di impatto
Stress vs. strain curves for plain concrete at impact regimes



In DynaMat lab it is possible to measure accurately the stress-strain curves of materials in tension, compression and shear by means of testing devices for large range of strain rates (10^{-6} to 10^{5} s^{-1}).

In particular the following facilities are available:

- *4 modified Hopkinson bar apparatuses of 15 m in length (1÷10000 s^{-1})*
- *for concrete and rocks (diameter 60 mm)*
- *for metals (diameter 10 and 12 mm)*
- *for polymers (diameter 20 mm)*
- *1 hydro-pneumatic machine (10^{-1}÷50 s^{-1})*
- *2 universal machines for quasi-static tests*
- *Transient recorder system (50 Msample/s)*
- *Contactless contactless displacement recorder system*
- *Database of the material behaviour at high strain rates*
- *Software for dynamic and impact structural assessment*

The innovative modification of the Hopkinson bar developed by Joint Research Centre of Ispra involves performing impact precision testing in tension, compression, bending and shear using the same loading device and the same measuring equipment and instrumentation.
The main modification introduced into the traditional split Hopkinson bar consists in the substitution of the projectile, normally used to generate the impact loading pulse, with a statically pre-stressed bar which is the physical continuation of the input bar. The modified Hopkinson bar consists of two half-bars, the incident and transmitter bar respectively, with the specimen sandwiched in between. Elastic energy is stored in a pre-tensioned bar. By releasing this energy (rupturing the brittle intermediate piece), a rectangular wave with small rise-time is generated and transmitted along the incident bar, loading the specimen to failure. This is a uniaxial elastic plane stress wave, since the wave length of the pulse is long compared to the bar's transverse dimensions, and the pulse amplitude does not exceed the yield strength of the bar. The pulse propagates along the incident bar with the velocity C_0 of the elastic wave with its shape remaining constant. When the incident pulse (ε_I) reaches the specimen, part of it (ε_R) is reflected by the specimen whereas another part (ε_T) passes through

tra parte (ε_T) passa attraverso il provino e si propaga lungo la barra trasmessa. Le ampiezze relative dell'impulso incidente, riflesso e trasmesso, dipendono dalle proprietà meccaniche del provino. Gli estensimetri incollati nelle barre incidente e trasmessa sono utilizzati per misurare, mediante un acquisitore di transienti, la deformazione elastica (in funzione del tempo) causata in entrambe le barre dal passaggio dell'onda incidente/riflessa e trasmessa. Utilizzando la teoria della propagazione di onde elastiche nelle barre possono essere calcolati lo sforzo e la deformazione del provino con le seguenti equazioni: 3

Esempio di risultati

Come esempio sono riportati alcuni risultati ottenuti con la barra di Hopkinson modificata [1-3]. Il calcestruzzo è il materiale da costruzione più utilizzato nel mondo, spesso anche nelle strutture di protezione. Comunque nonostante le molte applicazioni la conoscenza del suo comportamento ad alte velocità di deformazione è ancora incompleto.
Gli studi sulla risposta meccanica del calcestruzzo soggetto ad alte velocità di carico sono di fondamentale importanza per la verifica delle strutture dell'ingegneria contro queste severe condizioni di carico. Negli ultimi anni la discussione sui problemi dati dalla velocità della deformazione è stata riaperta a causa dell'aumentato

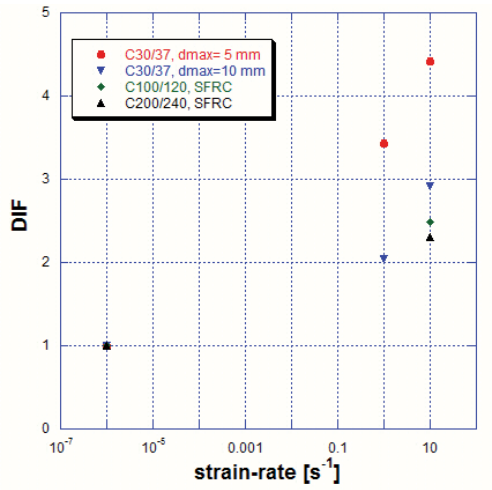
the specimen propagating into the transmitter bar. The relative amplitudes of the incident, reflected and transmitted pulses, depend on the mechanical properties of the specimen. Strain gauges mounted on the incident and transmitter bars of the device are used for the measurement (with a transient recorder) of the elastic deformation (as a function of time) created on both half-bars by the incident/reflected and transmitted pulses, respectively. Using the theory of elastic wave propagation in bars the stress and strain of the specimen can be calculated by the following equations: 3

3

$$\sigma(t) = E\frac{A}{A_s}\varepsilon_T(t) \qquad \varepsilon(t) = -\frac{2C_0\int_0^t \varepsilon_R\, dt}{L_s}$$

dove: E = modulo elastico della barra; A = sezione della barra; A_s = sezione del provino; C_0 = velocità del suono nella barra; L_s = lunghezza del provino; t = tempo.
where: E = bar Young's modulus; A = bar cross section; A_s = specimen cross section; C_0= bar elastic uniaxial wave speed; L_s = specimen gauge length; t = time.

utilizzo di calcestruzzo, tradizionale e ad altissime prestazioni, in strutture speciali (p.e. off-shore) così come a causa della nascita di nuovi settori di interesse (dalla difesa contro il terrorismo alla demolizione di vecchi edifici).
Nella **figura 2** sono mostrate due curve sforzo-deformazione per calcestruzzo ordinario a trazione indue regimi di impatto [1-3]. In **figura 4** sono riportati in funzione della velocità di deformazione l'incremento della resistenza a trazione in regime di impatto rispetto al valore di resistenza statica.



4

Fattore di Incremento Dinamico della resistenza a trazione di calcestruzzi ordinari e fibrorinforzati in regime d'impatto
Dynamic Increasing Factor for tensile strength of plain and steel fibre reinforced concrete at impact regime

Example of results

As an example some results obtained with the modified Hopkinson bar are reported [1-3].
Concrete is the material used world-wide in construction, often applied also in protective structures. However, despite its many applications, our knowledge with regard to concrete behaviour at high strain rates is still incomplete. Thus studies on the mechanical response of plain concrete under higher loading rates are of fundamental importance for the assessment of engineering structures under these severe accidental loads.
In recent years the discussion on strain-rate problems of concrete has been re-opened because of the increased use of normal and very high strength concrete in special structures (i.e. offshore) as well as because of several new fields of interest (from defence against terrorism to demolition of old buildings).
*In **figure 2** two stress-strain curves for plain concrete in tension in two different regimes of impact [1-3] are shown. In **figure 4**, in function of the strain rate, the increase of the tensile strength in impact regimes is reported in comparison to the static value.*

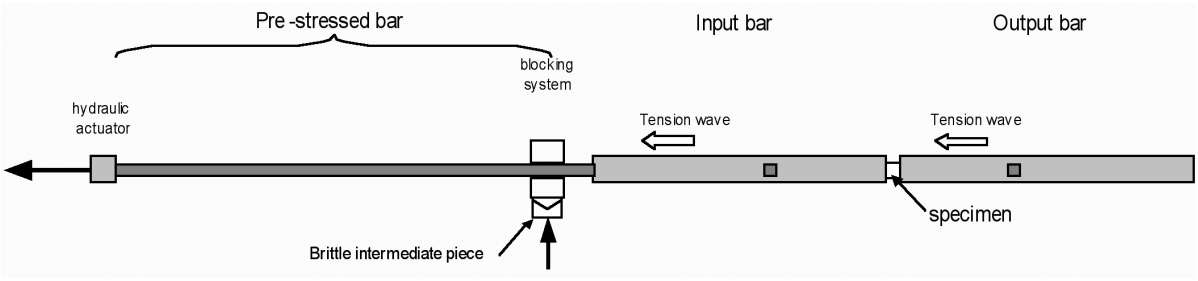
Referenze / References

[1] E. Cadoni et al.. Strain-rate effect on concrete with different level of the relative humidity, **Materials and Structures,** Vol. 34, N. 235, 2001,pp. 21-26.
[2] E. Cadoni et al. High strain-rate tensile concrete behaviour, **Magazine of Concrete Research,** vol. 52, No.5, Oct. 2000, pp. 365-370.
[3] E. Cadoni et al., Influence of the Aggregate Size on the Strain-Rate Tensile Behaviour of Concrete, **ACI Materials Journal,** vol. 98, No. 3, 2001, pp. 220-223.

Autore / Authors

Ezio Cadoni
Prof., Ph.D., Dr Ing. Civil
SUPSI
CH-6952 Canobbio
ezio.cadoni@supsi.ch

Walter Amaro, Matteo Dotta, Carlo Albertini, Paolo Giorgetti
SUPSI
CH-6952 Canobbio



5

Equipaggiamento per una prova d'impatto a trazione
Set-up for impact tension test

Neues aus der Brückenforschung des Bundesamtes für Strassen (ASTRA)
What's New in Bridge Research at the Swiss Federal Authority for Roads (FEDRO)

Michel Donzel

Allgemeines

Die Brückenforschung des Bundesamtes für Strassen (ASTRA) ist Teil der Forschung im Strassenwesen. Diese stützt sich auf das Mineralölsteuergesetz, Art.37, Forschung im Strassenwesen: «Der Bund fördert Forschungsarbeiten und Untersuchungen über den Bau und Unterhalt von Strassen, über die Auswirkungen des Strassenverkehrs sowie über andere Aufgaben im Zusammenhang mit dem Strassenverkehr.» Das Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) legt zusammen mit dem ASTRA die Strategie für die Forschung im Strassenwesen fest. Die Forschungskommission und die Organe der Forschungsbereiche wie die Arbeitsgruppe Brückenforschung werden vorgängig konsultiert.
Die für die Jahre 2004 bis 2007 gültige Strategie beinhaltet die folgenden Schwerpunkte:

- Vernetzung im Verkehrssystem
- Strassen- und Verkehrssicherheit (Verkehrssicherheitspolitik)
- Telematik-Anwendungen (Leitbild Telematik)
- Verfügbarkeit der Strasseninfrastruktur
- Umwelt: Lärmschutz- und Lärmbekämpfung

Die Wahl dieser Schwerpunkte zeigt, dass die Nutzung der Strasseninfrastruktur im Vordergrund steht. Für die bautechnische Forschung steht im Vergleich zu früher ein geringerer Teil des Forschungskredites zur Verfügung. Diese Reduktion soll durch eine objektbezogene Finanzierung von Forschungsarbeiten zu Lasten des Bau- und des Unterhaltskredites der Nationalstrassen kompensiert werden.

Die Strategie wird mit folgenden Akzentsetzungen umgesetzt:

- Verstärkung des Top-Down-Ansatzes,
- Verstärkung des Programmcharakters durch die Bildung von umfassenden, abgestimmten Forschungsthemen (Forschungspaketen).

Neueste Forschungsergebnisse

Überblick

Die Forschungsarbeiten, die in den letzten zwei Jahren abgeschlossen wurden und diejenigen, die sich in der Schlussphase befinden, können wie folgt thematisch zugeordnet werden (eine Arbeit kann zwei Themen betreffen):

- Dauerhaftigkeit 30.0%
- Baustoffe 37.5%
- Tragwerke 15.0%
- Unterhaltstechnik 5.0%
- Zustandsuntersuchungen 12.5%

Nachfolgend werden einige Forschungsarbeiten herausgegriffen, die für den Leserkreis dieser fib-Publikation besonders interessant sein könnten.

Dauerhaftigkeit

Der Forschungsbericht «Dauerhafte Kunstbauten bei geringem Unterhalt – Ausgewählte Kapitel» [1] ist als Antwort auf die politische Fragestellung entstanden, wie eine technisch ausreichende Substanzerhaltung der Nationalstrassenwerke möglichst kostengünstig sichergestellt werden kann.
Für den anvisierten Leser dieser Publikation dürfte der Bericht «Spannglieder, Schrägseile und Anker - Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden» [2] von besonderem Interesse sein.
Die Forschungsarbeit «Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch ZEBRA» [3] wird Erkenntnisse liefern, die beim Neubau und bei der Erhaltung von Brücken einfliessen werden. Der Bericht wird

General

Research on bridges at the Swiss Federal Roads Office (FEDRO) comes under road research. This is based on the law governing taxes on mineral oil, Art.37, Road Research: «The Swiss Federation furthers research and scientific investigations on the construction and maintenance of roads, on the effects of road traffic and other problems in connection with road traffic.» The Department for the Environment, Traffic, Energy and Communication (DETEC) together with FEDRO defines the strategy for road research. The research commission and the relevant bodies in research areas such as the working group Bridge Research are consulted beforehand.
The current strategy for the years 2004 to 2007 includes the following main points:

- *Integration in the traffic system*
- *Road and traffic safety (traffic safety policies)*
- *Telematics applications (telematics concept)*
- *Availability of the highways infrastructure*
- *Environment: Noise protection and noise abatement*

The choice of these main points of focus shows that the use of the roads infrastructure is in the foreground. In contrast to earlier research, today only a small part of the credit is apportioned to building research. This reduction is intended to be compensated by an object-oriented financing of research topics from the credit for the construction and maintenance of the national highways.
The strategy is implemented by setting the following priorities:

- *Strengthening of the top-down approach,*
- *Strengthening of the programme character by the creation of broadly-based and coordinated research areas (so called research packets).*

demnächst erscheinen Weitere Arbeiten befassen sich mit der Korrosion der Bewehrung als Prozess.

Baustoffe

Der selbstverdichtende Beton ist der Gegenstand von zwei Berichten: «Herstellung, Anwendung und Dauerhaftigkeit von selbstverdichtendem Beton» [4] und «Optimierung der Eigenschaften des selbstverdichtenden Betons» [5].

Die zunehmenden Schäden an Betonbauwerken infolge Alkali-Aggegatreaktion in der Schweiz haben zwei Untersuchungen ausgelöst. Ein Bericht mit dem Titel «Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggegatreaktion (AAR) – Sachstandsbericht» [6] ist bereits erschienen. Die Ergebnisse der Forschungsarbeit «Schäden durch Alkali-Aggegatreaktion an Betonbauten in der Schweiz» [7] werden 2006 publiziert. Letztere Arbeit wird über die geografische Verteilung und über das Ausmass der Schäden Auskunft geben.

Die Entwicklung und Anwendung von innovativen Werkstoffen und Systemen ist durch verschiedene Aufträge gefördert worden. Die Berichte «Adhesive Bond between Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks and Steel Girders» [8] und «Teilhaftverbund – Eine neue Technik im Verbundbrückenbau» [9] sind kürzlich erschienen und der Bericht «Spannverankerungen für CFK-Lamellen» [10] wird bald folgen.

Tragwerke

Zu den Neuerscheinungen gehören die Berichte «Vergrösserungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf Brücken» [11], «Ermüdungsbemessung von Brücken mit geschweissten kreisförmigen Hohlprofilverbindungen» [12] und «Effet de la température dans le dimensionnement des ponts» [13].

Anfang 2006 ist die Publikation der Berichte «Nachrechnung bestehender Brücken mit aktualisierten Strassenlasten» [14] und «Mindestbewehrung von Betonbauten» [15] vorgesehen. Im Lauf des

Latest Research Results

Overview

The research work completed in the last two years and that which is now in a final phase, can be classified under the following topics (an investigation can involve two topics):

- *Durability 30.0%*
- *Construction materials 37.5%*
- *Structures 15.0%*
- *Maintenance technology 5.0%*
- *Condition assessment 12.5%*

In the following some research work has been selected that could be of particular interest to the readers of this fib publication.

Durability

The research report «Dauerhafte Kunstbauten bei geringem Unterhalt – Ausgewählte Kapitel» (Durable structures with low maintenance – selected topics) [1] is a response to the political question, how can a technically feasible conservation of the substance of the national highways be achieved with as little costs as possible?

For the specialist reader of this publication the report «Spannglieder, Schrägseile und Anker-Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden» (Tendons, cable stays and anchors – description of the systems with research findings regarding corrosion technology) [2] could be particularly interesting.

The research work «ZEBRA-Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch» (Condition assessment of bridges during demolition) [3] should provide useful data for the construction of new bridges and bridge maintenance work. The report will appear shortly.

Further research work is concerned with the corrosion of reinforcement as a process.

Construction Materials

Self-compacting concrete is the subject of two reports: «Herstellung, Anwendung und Dauerhaftigkeit von selbstverdichtendem Beton» (Production, use and durability of self-compacting concrete) [4] and «Optimierung der Eigenschaften des selbstverdichtenden Betons» (Optimization of the properties of self-compacting concrete) [5].

The increasing amount of damage to concrete structures in Switzerland due to the alkali-aggregate reaction led to two new research investigations. One report entitled «Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggregatreaktion (AAR) – Sachstandsbericht» (Behaviour of reinforced concrete structures exhibiting the alkali-aggregate reaction – status report) [6] has already been published. The results of the research investigation «Schäden durch Alkali-Aggegatreaktion an Betonbauten in der Schweiz» (Damage to concrete structures in Switzerland as a result of the alkali-aggregate reaction) [7] will be published in 2006. The latter will provide information on the geographical distribution and the extent of damage.

The development and application of innovative materials and systems has been furthered by commissioning different projects. The reports «Adhesive Bond between Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks and Steel Girders» [8] and «Teilhaftverbund – Eine neue Technik im Verbundbrückenbau» (Partial bonding – a new technology in composite bridge construction) [9] have recently appeared and the report «Spannverankerungen für CFK-Lamellen» (Anchorages for CFP sheets) [10] will soon follow.

Structures

Among the latest publications are the reports «Vergrösserungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf Brücken» (Amplification factors for the action of road traffic on bridges) [11], «Ermüdungsbemessung von Brücken mit geschweissten kreisförmigen Hohlprofilverbindungen» (Fatigue dimensioning of bridges with welded hollow cylindrical section connectors) [12] and «Effet de la température dans le dimensionnement des ponts» (Temperature effects in bridge dimensioning» [13].

Jahres werden weitere für die Praxis relevante Forschungsarbeiten abgeschlossen wie z.B.:

- «Verbundverhalten von Spannstählen und Spanngliedern» [16]
- «Recherche expérimentale en laboratoire et in situ sur le forces d'avalanches agissant sur les galeries de protection» [17]
  Die Ergebnisse werden für die Revision der ASTRA – Richtlinie «Einwirkungen auf Lawinenschutzgalerien» benötigt.
- «Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres préfabriquées à âmes minces» [18]
  In dieser Forschungsarbeit wird die Reduktion des Schubwiderstandes durch injizierte und nicht injizierte Hüllrohre untersucht.
- «Comportement et calcul des dalles de roulement en béton armé» [19]
- «Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes» [20]
  Diese Untersuchung des Zusammenwirkens des Betontragwerkes und des umgebenden Bodens wird als Grundlage für eine Revision der ASTRA – Dokumentation «Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels» dienen.

Unterhaltstechnik

Zwei Forschungsarbeiten sind besonders erwähnenswert: «Renforcement de piles de ponts au moyen de tissus en matériaux composites» [21] und «Remplacement de ponts sous trafic» [22].

Zustandsuntersuchungen

Obwohl dieses Thema nur von 12,5% der Forschungsarbeiten behandelt wird, sind mehrere Arbeiten für den Leserkreis dieser Publikation von Interesse. Die folgenden Berichte sind in den Jahren 2003 und 2004 erschienen: «Zerstörungsfreie Untersuchung grosser Stahlseile bei Schrägseilbrücken» [23], «Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten» [24] und «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken» [25]. Der Bericht «Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint» [26] wird im Laufe des Jahres 2006 publiziert.

Beispiel Georadar

Einleitung

Mitte der achtziger Jahre des letzten Jahrhunderts wurden zum ersten Mal grössere Unterhaltsarbeiten an den Kunstbauten der Nationalstrassen notwendig. Dabei kamen erhebliche Wissenslükken zum Vorschein. Aus diesem Grund hat das damalige Bundesamt für Strassenbau die Brückenunterhaltsforschung gezielt gefördert. Forschung auf dem Gebiet der Zustandsermittlung gehörte zu den Prioritäten. In der Folge wurde z.B. die Potentialfeldmessung weiterentwickelt und als sehr zuverlässige Methode zur Diagnose von Bewehrungskorrosion im Beton der Praxis zur Verfügung gestellt. Es wurde auch mit viel Aufwand versucht, Mängel und Schäden in Brückenabdichtungen und Brückenfahrbahnplatten mittels Georadar und Infrarot-Thermographie festzustellen. Die Ergebnisse konnten leider die hohen Erwartungen nicht erfüllen. Der Glaube an das Potential vom Georadar als zerstörungsfreie Untersuchungsmethode wurde jedoch nie aufgegeben. Deshalb wurde auf Empfehlung der Arbeitsgruppe Brückenforschung des ASTRA die EMPA beauftragt, die Möglichkeiten und Grenzen des Georadars bei der Zustandsbeurteilung zu untersuchen. Im Folgenden wird über die Ergebnisse dieser Forschungsarbeit berichtet.

Forschungsprojekt und Methodik

Im November 2000 erhielt die EMPA den Auftrag, das Projekt «Beurteilung des Zustandes von Betonbrücken mittels Georadar» zu realisieren. Die Grundidee des Projektes besteht darin, Radaruntersuchungen auf zum Abbruch vorgesehenen Brücken durchzuführen und die Messergebnisse

The publication of the reports «Nachrechnung bestehender Brücken mit aktualisierten Strassenlasten» (Assessment of existing bridges for current highway loads) [14] and «Mindestbewehrung von Betonbauten» (Minimum reinforcement in concrete structures) [15] is planned for the beginning of 2006. Later in the year further research results relevant to engineering practice will be completed, e.g.:

- *«Verbundverhalten von Spannstählen und Spanngliedern» (Bonding behaviour of reinforcing steels and tendons) [16]*
- *«Recherche expérimentale en laboratoire et in situ sur le forces d'avalanches agissant sur les galeries de protection» (Experimental research in the laboratory and in the field on the forces caused by avalanches acting on protection galleries) [17]*
  The results are required for the revision of the ASTRA guideline «Einwirkungen auf Lawinenschutzgalerien» (Actions on avalanches protection galleries).
- *«Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres préfabriquées à âmes minces» (Experimental research on the resistance and loading of prefabricated beams and web plates [18]*
  In this research the reduction of the shear resistance due to grouted and non-grouted prestressing sheaths is investigated.
- *«Comportement et calcul des dalles de roulement en béton arm» (Behaviour and analysis of reinforced concrete slabs) [19]*
- *«Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes» (Behaviour, analysis and dimensioning of diaphragm walls) [20]*
  This investigation of the interaction between a concrete structure and the surrounding soil will serve as a basis for the revision of the ASTRA documentation «Berechnung und Bemessung von Tagbautunnels» (Analysis and design of cut-and-cover tunnels).

nach dem Abbruch zu kontrollieren. Diese Überprüfung wurde an sechs Brücken, die beim Abbruch zersägt wurden, durchgeführt. Ergänzende Versuche wurden auf fünf weitere Brücken durchgeführt und das heute technisch Machbare wurde mit Laborexperimenten ermittelt.
Die Arbeiten wurden mit denjenigen des Projektes «Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch ZEBRA» [3] koordiniert.

Funktionsweise des Georadar-Verfahrens

Unter Georadar versteht man ein elektromagnetisches Wellenverfahren. **(Bild 1)**
Ein elektromagnetisches Signal wird von der Antenne abgestrahlt und an verschiedenen Grenzflächen reflektiert. Das reflektierte Signal wird von der Antenne empfangen und kann, nach Aufbreitung durch die Zentraleinheit, auf einem Monitor dargestellt und zur weiteren Bearbeitung mit einem PC auf Datenträger abgespeichert werden.

Mobile Georadar- Anlage

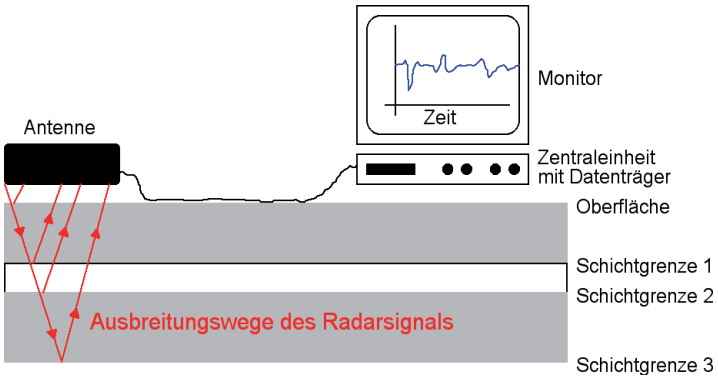
Für die Untersuchung von Strassen und Brückenfahrbahnplatten wird eine mobile Georadar-Anlage verwendet. **(Bild 2)**
Die Anlage besteht im Wesentlichen aus einem Radargerät mit integriertem Laptop, zwei Antennen (ein Sender und ein Empfän-

Maintenance Technology

Two research investigations are especially worthy of mentioning: «Renforcement de piles de ponts au moyen de tissus en matériaux composites» (Reinforcement of bridge piles by means of sheets of composite material) [21] and «Replacement de ponts sous traffic» (Replacement of bridges under normal traffic conditions) [22].

Condition Assessment

Although this topic is only treated in 12.5% of the research projects there are several investigations that should interest the readers of this publication. The following reports appeared in 2003 and 2004: «Zerstörungsfreie Untersuchung grosser Stahlseile bei Schrägseilbrücken» (Non-destructive testing of large steel cables in cable-stayed bridges) [23], «Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten» (Online monitoring to investigate the corrosion of reinforcement) [24] and «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken» (Reliability and accuracy of georadar test results on concrete bridges) [25]. The report «Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint» (Field tests with the acoustic monitoring system SoundPrint) [26] will be published sometime in 2006.



1 Funktionsprinzip des Georadar Verfahrens
Principle of the georadar method

Example Georadar

Introduction

In the middle of the eighties of the last century the first major maintenance work on the structures of the national highways became necessary. This brought to light considerable gaps in our knowledge. For this reason the former Federal Highway Authority funded specific research topics to do with bridge maintenance. Research in the area of condition assessment was among the priorities. As a result, e.g., the measurement of potential fields was further developed and proved to be a very reliable method of predicting corrosion in concrete reinforcement. At great expenditure it was also attempted to detect defects and damage in bridge waterproofing and bridge carriageways using georadar and infrared thermography. Unfortunately, the results did not fulfil the high expectations. But faith in the potential of georadar as a non-destructive testing method was never given up. Therefore, on the recommendation of the FEDRO working group Bridge Research, EMPA (Federal Materials Testing Laboratory) was commissioned with the investigation of the possibilities and limits of georadar for condition assessment. The results of this research work are briefly mentioned below.

Research Project and Methodology

In November 2000 EMPA was commissioned to carry out the project: «Beurteilung des Zustandes von Betonbrücken mittels Georadar» (Assessment of the state of concrete bridges using georadar). The basis idea was to perform radar investigations on bridges earmarked for demolition and to check the test results after demolition. This was done on six bridges that were sawn through during the demolition process. Additional tests were carried out on five other bridges and the feasibility of today's investigation methods was determined by means of laboratory experiments.

ger) ohne Bodenkontakt und einem GPS-System für die Positionierung. Sie ist für eine Fahrgeschwindigkeit von maximal 80 km/h konzipiert. Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden die Aufnahmen mit 10 km/h realisiert. Damit konnten die vorher definierten Messlinien genauer eingehalten und eine bessere Auflösung erreicht werden. **(Bild 3)**

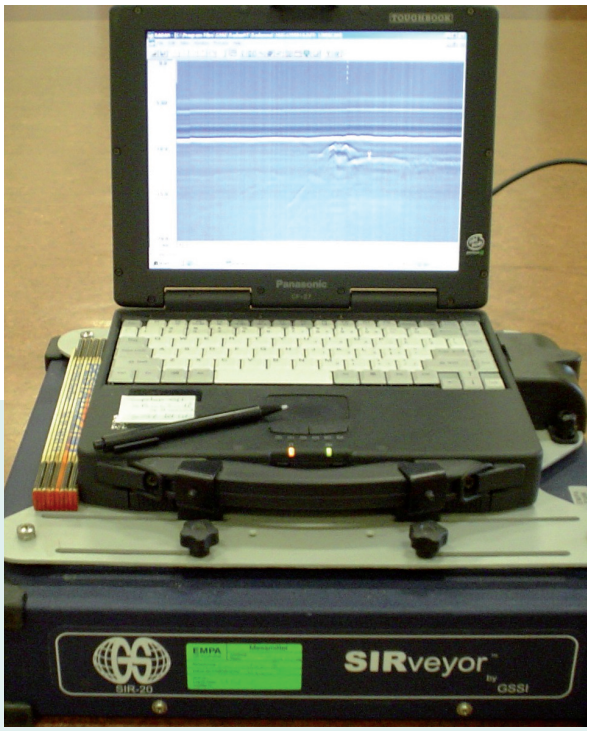
Eignung für einzelne Fragestellungen

Die Belagsdicke konnte auf 95% der untersuchten Strecke bestimmt werden. Die mittlere Abweichung zwischen Radarergebnis und der Realität betrug 9 mm. Die Frage, wie gut das Verfahren Schäden im Asphaltbelag detektieren kann, konnte im Rahmen dieses Forschungsprojektes nicht abschliessend beantwortet werden. **(Bild 4)**

Die Eisenüberdeckung der obersten Bewehrungslage konnte auf 77% der untersuchten Strecke bestimmt werden. Die mittlere Abweichung zwischen Radarergebnis und der Realität betrug 10 mm. Über weite Strecken konnte zusätzlich die Maschenweite der



2 Mobile Georadar-Anlage, Antennen von vorn
Mobile georadar equipment, front view of antennas



3 Radargerät GSSI SIR-10A mit integriertem Laptop
Radar device GSSI SIR-10A with integrated laptop

The work was coordinated with that of the project «ZEBRA – Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch» [3].

Functioning of Georadar method

By georadar is understood a method of measurement based on electromagnetic waves. ***(figure 1)*** *An electromagnetic signal is radiated from the antenna and is reflected at various layer boundaries. The reflected signal is picked up by the antenna and after processing in a central processing unit it can be displayed on a monitor and stored on disk for further evaluation with a PC.*

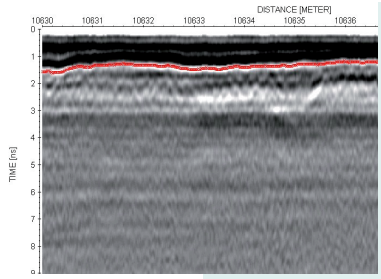
Mobile Georadar Equipment

*Mobile georadar equipment is used for the investigation of highways and bridge carriageways.****(figure 2)*** *The equipment consists essentially of a radar device with an integrated laptop, two antennas (a sender and a receiver) with no contact with the ground and a GPS system for positioning. It is designed for a travelling speed of maximum 80 km/h. In the research project the measurements were carried out at 10 km/h. In this way the predefined measuring lines could be followed accurately and better resolution could be achieved.****(figure 3)***

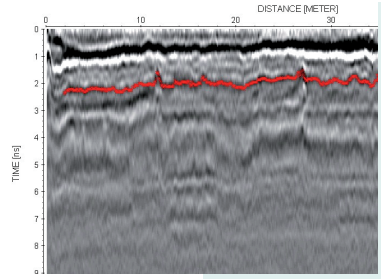
Suitability for Answering Specific Questions

*The thickness of the road surfacing could be determined for 95% of the investigated stretch. The average deviation between the radar measurement and the actual value was 9 mm. The question regarding how good the method is for detecting damage in asphalt surfacing could not be answered conclusively in this research project.****(figure 4)***

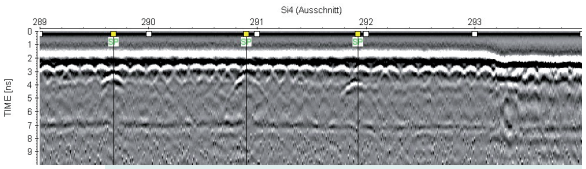
The concrete cover for the top reinforcement layer could be determined for 77% of the investigated stretch. The average deviation between the radar measurement and the actual value was 10 mm. Over long stretches of road the mesh size for the top reinforcement could also be determined. ***(figure 5)***



4 Übergag Asphalt – Beton rot markiert
Transition asphalt – concrete marked red



5 Oberste Bewehrungslage rot markiert
Top layer of reinforcement marked red



6 Lage von Vorspannkabeln
Position of the prestressing cables

obersten Bewehrungslage bestimmt werden. **(Bild 5)**
Die Position von Vorspannkabeln in der Brückenplatte konnte mit einer manuellen Radaruntersuchung mit einer Genauigkeit von besser als 50 mm bestimmt werden. Der Anteil gefundener Kabel ist abhängig vom investierten Zeitaufwand und vom untersuchten Objekt. **(Bild 6)**
Im Laborversuch wurde das Innere eines Betonträgers dreidimensional und detailliert abgebildet. **(Bild 7)**
Eine Pilotuntersuchung legte die Schlussfolgerung nahe, dass auch Zonen mit erhöhtem Chloridgehalt im Beton mittels Georadar lokalisiert werden können (z.B. in Fahrbahnplatten unter Abdichtung und Belag). Hier sind noch weitere Abklärungen sinnvoll.
Ausführlichere Informationen be-

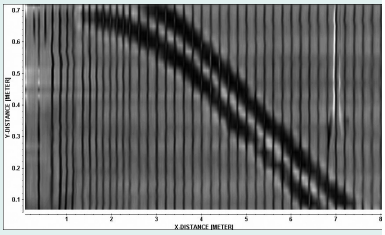
The position of prestressing cables in the bridge carriageway could be determined by means of a manual radar investigation with an accuracy of 50 mm or less. The proportion of cables found depends on the time invested and the nature of the object under investigation. ***(figure 6)***
In the laboratory test the inside of a concrete beam was displayed in detail three-dimensionally. ***(figure 7)***
A pilot study indicated that zones with increased chloride content in the concrete can also be localized using georadar (e.g. in carriageways below waterproofing and surfacing). Further investigations are needed on this topic.
Detailed information can be found in the report «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken» [25]. There is a guideline for practicing engineers in the annex of this report. The guideline can be downloaded under www.empa.ch/abt113.

Conclusions and Outlook
The owners of highway bridges are especially interested in the non-destructive prediction of corrosion in concrete carriageways because the corrosion of the steel reinforcement is the main cause of damage. The remaining unanswered questions are currently being clarified within the framework of a pilot project.
Mr. Hugenschmidt (EMPA) hat generously supplied the figures for the present paper.

Example: Acoustic Monitoring of Bonded Prestressing Cables

Introduction
Continuous acoustic monitoring of prestressed structures such as office buildings and flat-roofed multi-storey car parks as well as water tanks has been developed and successfully applied in recent years in North America. Prestressing wires broken as a result of corrosion or other environmental influences could be recorded. The method was mainly applied to unbonded prestressed concrete structures and only occasionally to bridges.
For the following reasons the owners of highway bridges are interested in the possibility of detecting and localizing wire breaks: prestressing cables belong to the main structural elements of bridges and practically no non-destructive testing methods are available for determining their condition. The available methods either provide limited local information or are only applicable in special cases. As a result FEDRO, on the recommendation of the FEDRO working group Bridge Research, commissioned the Institute for Structural Engineering (IBK) at the ETH Zurich with the investigation of the possibilities and limits of acoustic monitoring of bonded prestressing cables.

Research Project and Methodology
The Institute for Structural Engineering at the ETH Zurich was commissioned in January 2004 to carry out in situ tests using the acoustic monitoring system SoundPrint. The system SoundPrint, which was developed in Canada by the firm Pure Technologies, is marketed in Europe by the firm Advitam belonging to the Freyssinet Group. The first practical application happend in Switzerland with accompanying scientific support.
As a pilot project the Ponte Moesa Roveredo/GR, built in 1952, one of the first prestressed concrete bridges in Switzerland, was selected. The 9 m wide slab bridge consists of two spans of 30 m. It is in a poor condition. Different factors, among others imperfectly grouted sheaths, have lead to damage and also to wire breaks. ***(figure 8)***
By producing artificial signals both related and unrelated to the prestressing the system's predictive capabilities could be tested (blind test). Specially induced and any spontaneous wire breaks



7 Vorspannkabel in einem Brückenträger
Prestressing cables in a concrete beam

finden sich im Bericht «Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken» [25]. Dieser Bericht enthält im Anhang eine Wegleitung für Praktiker. Diese Wegleitung kann unter www.empa.ch/abt113 heruntergeladen werden.

Schlussbemerkungen

Die Eigentümer von Strassenbrücken sind an der zerstörungsfreien Diagnose der Korrosion in Betonfahrbahnplatten besonders interessiert, weil die Korrosion der Stahlbewehrung die Hauptursache von Schäden darstellt. Die noch offenen Fragen werden zurzeit im Rahmen eines Pilotprojektes geklärt.

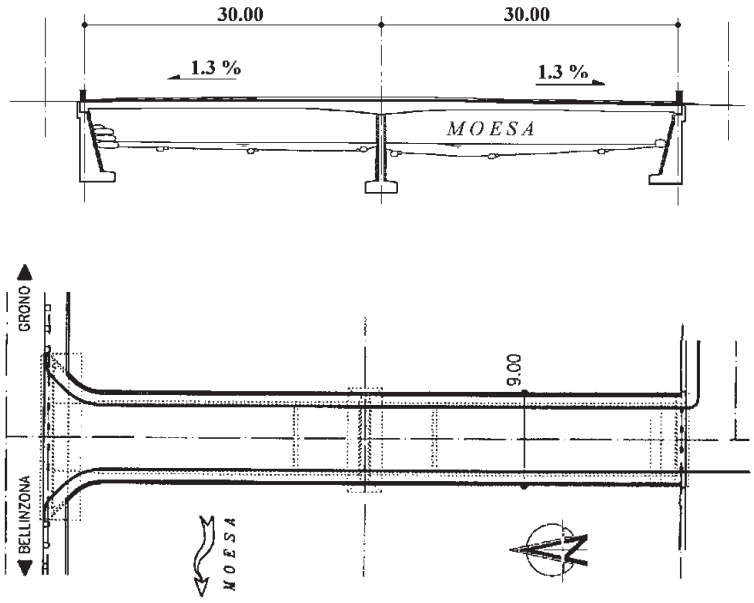
Herr Hugenschmidt (EMPA) hat dankenswerterweise die Bilder für den vorliegenden Beitrag zur Verfügung gestellt.

Beispiel akustische Überwachung von Spannkabeln im Verbund

Einleitung

Die kontinuierliche akustische Überwachung von vorgespannten Bauwerken wie z.B. Bürogebäuden und Parkhäusern mit Flachdecken sowie Wasserbehältern wurde in den letzten Jahren in Nordamerika erfolgreich entwickelt und angewendet. Spanndrähte, die infolge Korrosion oder anderer Umwelteinflüssen brechen, konnten dabei registriert werden. Das Verfahren wurde vor allem bei Betontragwerken mit Vorspannung ohne Verbund und nur vereinzelt bei Brücken angewendet.

Eigentümer von Strassenbrücken sind aus folgenden Gründen an der Möglichkeit, Drahtbrüche feststellen und lokalisieren zu können, interessiert: Spannkabel sind Haupttragelemente der Brücken und für die Ermittlung ihres Zustandes stehen praktisch keine zerstörungsfreien Untersuchunsmethoden zur Verfügung. Die verfügbaren Methoden liefern entweder lokal beschränkte Informationen oder sind nur in Spezialfällen anwendbar. Deshalb hat das ASTRA, auf Empfehlung der Arbeitsgruppe Brückenforschung des ASTRA, das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich beauftragt, die Möglichkeiten und Grenzen der akustischen Überwachung von Spannkabeln in Verbund zu untersuchen.



8 Längsschnitt und Grundriss der Ponte Moesa
Longitudinal section and plan of the Ponte Moesa

Forschungsprojekt und Methodik

Das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich wurde im Januar 2004 beauftragt, Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint durchzuführen. Das System SoundPrint, das in Kanada von der Firma Pure Technologies entwickelt wurde, wird in Europa von der zur Freyssinet-Gruppe gehörenden Firma Advitam vertrieben. Es wurde erstmals in der Schweiz praxisbezogen aber unter wissenschaftlicher Begleitung an einem Objekt angewendet.

Method of Functioning of Acoustic Monitoring

The energy stored in the prestressed wire is suddenly released when the wire breaks and produces a characteristic acoustic signal. Converted to vibrational energy this propagates in the structure. Sensors mounted on the surface of a structural element can record these signals.

Broadband vibrating sensors are used to plot the signals. They convert displacements into electrical signals.

should be detected. Other effects that are not critical to structural safety are filtered out.

The project management is in the hands of the research centre (IBK, ETH Zurich), which is responsible for applying a scientifically correct methodology. It organizes the wire breaks and other acoustic effects without the knowledge of the firm marketing the product and evaluates the results. This firm (Advitam Suisse) installs and operates the measuring system and evaluates and interprets the measurements.

Als Pilotprojekt dient der 1952 erbaute Ponte Moesa Roveredo/GR, eine der ersten Spannbetonbrücken in der Schweiz. Die 9 m breite Plattenbrücke besteht aus zwei Spannweiten von 30 m. Sie ist in einem schlechten Zustand. Verschiedene Ursachen, unter anderem mangelhaft injizierte Hüllrohre, haben zu Schäden und auch zu Drahtbrüchen geführt. **(Bild 8)**
Durch das Erzeugen von künstlichen Signalen mit und ohne Zusammenhang mit der Vorspannung soll die Diagnosefähigkeit des Systems getestet werden (Blindversuch). Bewusst herbeigeführte und allfällige spontan ablaufende Spannstahlbrüche sollen erkannt werden. Andere für die Tragsicherheit nicht kritische Ereignisse werden ausgefiltert.
Die Projektleitung liegt bei der Forschungsstelle (IBK, ETH Zürich), die die wissenschaftlich korrekte Methodik zu verantworten hat. Sie organisiert die Spannstahlbrüche und andere akustische Ereignisse ohne Wissen des Anbieters des Verfahrens und wertet die Ergebnisse aus. Der Anbieter des Verfahrens (Advitam Suisse) installiert und betreibt das Messsystem, wertet die Messungen aus und interpretiert sie.

Funktionsweise der akustischen Überwachung
Die im vorgespannten Draht gespeicherte Energie wird beim Bruch schlagartig freigesetzt und erzeugt ein charakteristisches akustisches Signal. Dieses pflanzt sich in Schwingungsenergie umgewandelt im Bauwerk fort. Auf der Bauteiloberfläche angeordnete Sensoren können diese Signale registrieren.
Zum Aufzeichnen der Signale werden Breitbandschwingungssensoren verwendet. Sie wandeln Bewegungen in elektrische Signale um.
Über das Internet werden die Daten zu einem zentralen Rechner gesendet. Er filtert in einem zweiten, genaueren Schritt mit Hilfe eines speziell entwickelten Programms die ankommenden Daten und trennt die Signale aus

The data is sent via the Internet to a central computer. In a second, more accurate step, with the aid of a specially developed computer program, the computer filters the incoming data and separates the signals due to wire breaks from those due to ambient noise and noise due to the traffic on the bridge.
The position of the recorded wire breaks is given in ***figure 9****. The sensors are shown as a triangle.* ***(figure 9)***

Results: Spontaneous Wire Breaks
*Already on the 7th of July 2004, shortly after starting the acoustic monitoring, the first of many wire breaks was recorded and localized in a high point. The prestressing cables were exposed in this place and considerable corrosion damage was observed. Only one of the six exposed prestressing cables had been grouted. The other five exhibited different amounts of corrosion. In one case several wire breaks were found and in particular one wire was observed with bare rupture surfaces.****(figure 10)***
It was not possible to check all recorded indications of wire break by exposing the prestressing cable, since the bridge is still in operation.

Results: Blind Tests
Artificial wire breaks were induced in grouted prestressing cables by the ETH Zurich. The firm Advitam had no information whatsoever about the time, position and type of occurrence. The wire breaks were caused in a noiseless way using electrical corrosion cells, which were specially developed by Dr. Hunkeler (TFB). The reduction in cross section was 10-15%.
With the technique SoundPrint the firm Advitam could detect the type, time and position of the two artificially produced wire breaks. The position was given with an accuracy of 20-50 cm.

Conclusions and Outlook
The in situ test showed that wire breaks of grouted and non-grouted prestressing cables can be recorded using the acoustic monitoring system, analysed, classified and localized.
Because of the detected wire breaks the bridge Ponte Moesa will be replaced in 2006. Acoustic monitoring will be carried out until then. The reliability of the method can be investigated in greater detail when the bridge is demolished.

Ergebnisse: Überblick
In der Zeit von Juni 2004 bis Juni 2005 sind 13 Drahtbrüche registriert worden.
Results: Overview
Between June 2004 and June 2005 13 wire breaks were recorded.

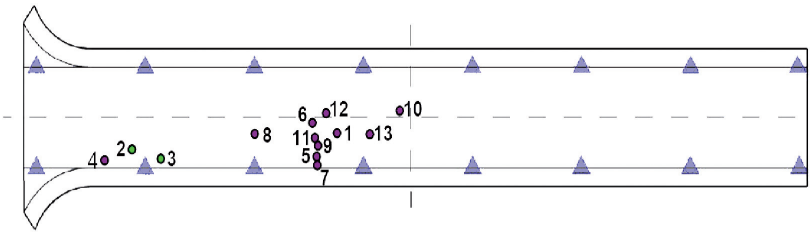
Wire break Nº	***Date***	***Type***	***Classification Advitam***
1	*July 7, 2004*	*spontaneous wire break*	*wire break*
2	*Aug. 19, 2004*	*blind test*	*confirmed wire break*
3	*Sept. 2, 2004*	*blind test*	*confirmed wire break*
4	*Sept. 20, 2004*	*spontaneous wire break*	*wire break*
5	*Sept. 20, 2004*	*spontaneous wire break*	*wire break*
6	*Dec. 4, 2004*	*spontaneous wire break*	*wire break*
7	*March 3, 2005*	*spontaneous wire break*	*wire break*
8	*April 5, 2005*	*spontaneous wire break*	*wire break*
9	*April 27, 2005*	*spontaneous wire break*	*wire break*
10	*Mai 20, 2005*	*spontaneous wire break*	*possible wire break*
11	*June 7, 2005*	*spontaneous wire break*	*wire break*
12	*June 16, 2005*	*spontaneous wire break*	*wire break*
13	*June 28, 2005*	*spontaneous wire break*	*wire break*

Registrierte Drahtbrüche
Recorded wire breaks

Drahtbrüchen von den Signalen aus Umweltgeräuschen und Betriebsgeräuschen der Brücke.
Die Lage der registrierten Drahtbrüche ist im **Bild 9** angegeben. Die Sensoren sind als Dreiecke dargestellt. **(Bild 9)**

Ergebnisse: Spontane Drahtbrüche
Schon am 7. Juli 2004, kurz nach Beginn der akustischen Überwachung, wurde der erste von mehreren Drahtbrüchen registriert und an einem Hochpunkt lokalisiert. Die Spannglieder wurden an dieser Stelle freigelegt und erhebliche Korrosionsschäden festgestellt. Nur eins von den sechs freigelegten Spanngliedern war injiziert. Die anderen fünf waren mehr oder weniger korrodiert. Bei einem davon wurden mehrere Drahtbrüche und insbesondere ein Draht mit blanken Bruchflächen festgestellt. **(Bild 10)**
Es war nicht möglich, alle registrierten Hinweise auf Drahtbrüche durch das Freilegen der Spannkabel zu kontrollieren, da die Brücke noch im Betrieb war.

Ergebnisse: Blindversuche
Die künstlichen Drahtbrüche wurden an injizierten Spannkabeln von der ETH Zürich herbeigeführt. Die Firma Advitam hatte keinerlei Informationen über Zeitpunkt, Lage und Art des Ereignisses. Die Drahtbrüche wurden geräuschlos mit elektrischen Korrosionszellen verursacht, die eigens von Herrn Dr. Hunkeler (TFB) entwickelt worden waren. Die Querschnittsreduktion betrug 10-15%.
Advitam konnte mit dem Verfahren SoundPrint die Art, den Zeitpunkt und den Ort der zwei künstlich herbeigeführten Drahtbrüche feststellen. Die Lage wurde mit einer Genauigkeit von 20-50 cm angegeben.



9 Situationsplan mit den zwischen Juni 2004 und Juni 2005 registrierten Drahtbrüchen.
Situation plan of the wire breaks recorded between June 2004 and June 2005.

Schlussbemerkungen
Der Feldversuch hat gezeigt, dass Drahtbrüche von injizierten und nicht injizierten Spannkabeln mit der akustischen Überwachung registriert, analysiert, klassifiziert und lokalisiert werden können.
Aufgrund der festgestellten Drahtbrüche wird der Ponte Moesa 2006 ersetzt. Die akustische Überwachung wird bis dahin weitergeführt. Die Zuverlässigkeit der Methode wird beim Abbruch der Brücke noch genauer untersucht werden können.
Die akustische Überwachung eröffnet aufgrund der Ergebnisse des durchgeführten Feldversuches



10 Öffnung mit registrierten Drahtbrüchen
Opening with recorded wire breaks

Based on the results of the tests carried out acoustic monitoring opens up very promising possibilities. Such intensive monitoring is very time-consuming and costly. Thus at the moment it will only be used in special cases.
Thanks to Mr. Fricker (IBK, ETHZ) for making available the above information and the data for the figures.

Final Remarks

In 2004 and 2005 19 reports of the FEDRO working group Bridge Research were published. The chapter «Latest Research Results» gives an overview of the topics covered.
By way of example in the following chapters the results are presented of two research projects involving non-destructive testing: georadar and acoustic monitoring. The technical development both in the area of the equipment and in the performance of the computers has enabled considerable progress to be made. But compared, e.g., with medicine, in the area of diagnostic methods there is still much room for improvement.
In recent research projects the FEDRO working group Bridge Research has been realizing its aims with regard to the main focus and strategy.
In 2005, e.g., the first part of a research packet «Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten» (Safety of the traffic system roads and its structures) was contracted out. A research bundle «Erhaltung von Kunstbauten» (Conservation of structures) is in preparation. Besides these research projects with a more general programme-like character there is still a place for individual topics for which there is a specific need.

viel versprechende Möglichkeiten. Eine derartige intensive Überwachung ist sehr aufwendig. Sie wird deshalb vorerst speziellen Fällen vorbehalten bleiben.

Für das zur Verfügung gestellte Informations- und Bildmaterial sei Herrn Fricker (IBK, ETHZ) Dank.

Schlussbemerkungen

In den Jahren 2004 und 2005 sind 19 Berichte der Brückenforschung des ASTRA erschienen. Das Kapitel «Neueste Forschungsergebnisse» gibt einen Überblick über die behandelten Themen.

Anschliessend werden anhand von zwei Beispielen die Ergebnisse von zwei Forschungsprojekten betreffend zerstörungsfreie Untersuchungstechniken dargestellt: der Georadar und die akustische Überwachung. Die technische Entwicklung sowohl auf dem Gebiet der Geräte als auch bei der Leistungsfähigkeit der Rechner haben bemerkenswerte Forschritte ermöglicht. Verglichen z.B. mit der Medizin dürfte aber auf dem Gebiet der Diagnosemethoden noch ein grosses Entwicklungspotential vorhanden sein.

Bei den neuen Forschungsprojekten setzt die Arbeitsgruppe Brükkenforschung des ASTRA die Vorgaben bezüglich Schwerpunkten und Strategie um.

Im Jahr 2005 ist z.B. der erste Teil eines Forschungspaketes «Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten» ausgeschrieben worden. Ein Forschungsbündel «Erhaltung von Kunstbauten» ist in Vorbereitung. Neben diesen Forschungsarbeiten mit Programmcharakter ist weiterhin Platz für Einzelthemen, die einem Bedürfnis entsprechen.

Autor / Author

Michel Donzel
dipl. Bauing. ETH
Feldackerweg 15, 3067 Boll
michel.donzel@bluewin.ch

Referenzen / References

[1] E. Brühwiler, E. Dénarié, Th. Wälchli, M. Maitre, D. Conciatori (2005), Dauerhafte Kunstbauten bei geringem Unterhalt - Ausgewählte Kapitel, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 587

[2] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt, R. Werner (2005), Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 588

[3] T. Vogel, R. Bargähr, Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in Vorbereitung

[4] C. Hoffmann, A. Lehmann (2004), Herstellung, Anwendung und Dauerhaftigkeit von selbstverdichtendem Beton, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 572

[5] F. Beltzung, F. Wittmann (2004), Optimierung der Eigenschaften des selbstverdichtenden Betons, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 576

[6] Th. Wälchli, E. Brühwiler (2005), Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggegatreaktion (AAR) - Sachstandsbericht, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 584

[7] F. Hunkeler, Schäden durch Alkaliaggegatreaktion an Betonbauten in der Schweiz, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[8] Th. Keller (2005), Adhesive Bond between Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks and Steel Girders, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 586

[9] H.-G. Dauner (2005), Teilhaftverbund – Eine neue Technik im Verbundbrückenbau, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 583

[10] G. Schwegler, Spannverankerungen für CFK-Lamellen, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[11] H. Ludescher, E. Brühwiler (2004), Vergrösserungsfaktoren für die Wirkung von Strassenverkehr auf Brücken, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 571

[12] A. Nussbaumer, A. Schumacher, S. Sturm, S. Walbridge, M. Hirt, Th. Vollmar (2004), Ermüdungsbemessung von Brücken mit geschweissten kreisförmigen Hohlprofilverbindungen, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 578

[13] J.-P. Lebet, S. Utz (2005), Effet de la température dans le dimensionnement des ponts, ASTRA Arbeitsgruppe Brükkenforschung, VSS-Bericht Nr. 580

[14] T. Meystre, M. Hirt, Nachrechnung bestehender Brücken mit aktualisierten Strassenlasten, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[15] P. Marti, Mindestbewehrung von Betonbauten, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in Vorbereitung

[16] P. Marti, Verbundverhalten von Spannstählen und Spanngliedern, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[17] F. Dufour, Recherche expérimentale en laboratoire et in situ sur les forces d'avalanches agissant sur les galeries de protection, ASTRA Arbeitsgruppe Brükkenforschung, VSS-Bericht in preparation

[18] A. Muttoni, Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres préfabriquées à âmes minces, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[19] A. Muttoni, Comportement et calcul des dalles de roulement en béton armé, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[20] A. Muttoni, Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[21] R. Suter, F. Conus (2005), Renforcement de piles de ponts au moyen de tissus en matériaux composites, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 590

[22] M. Hirt, Remplacement de ponts sous trafic, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

[23] A. Bergamini, R. Christen (2004), Zerstörungsfreie Untersuchung grosser Stahlseile bei Schrägseilbrücken, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 574

[24] Y. Schiegg, F. Hunkeler (2004), Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten, ASTRA Arbeitsgruppe Brükkenforschung, VSS-Bericht Nr. 581

[25] J. Hugenschmidt (2005), Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken , ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht Nr. 582

[26] R. Fricker, T. Vogel, Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem SoundPrint, ASTRA Arbeitsgruppe Brückenforschung, VSS-Bericht in preparation

Fritz Hunkeler, Peter Matt, Ueli von Matt, René Werner

Einleitung

Die Vorspanntechnik revolutionierte den Brücken- und Hochbau. Gleiches gilt für die Ankertechnik bei Problemstellungen im Grundbau. Schon früh wurde auf den Korrosionsschutz Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass Spannstähle auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten im In- und Ausland Schäden auf. Darüber gibt es zwar viele einzelne Meldungen und Berichte in Fachzeitschriften und Tagungsdokumentationen, zusammenfassende Darstellungen hingegen sind selten [1], [2], [3], [4], [6], [7], [8], [12]. Die Erkenntnisse aus den aufgetretenen Schäden führten zu einer stetigen Verbesserung der Systeme.



1 Eingestürzter Längsträger der Brücke San Stefano, Sizilien [13]
Failed longitudinal girder of the San Stefano Bridge, Sicily [13]

Mit einem kürzlich abgeschlossenen, vom Bundesamt für Strassen in Auftrag gegebenen Forschungsprojekt [5], das auch die Ergebnisse einer früheren Arbeit [4] berücksichtigt, wurde angestrebt:

- die Entwicklung der Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme darzustellen und die verfügbaren Unterlagen zusammenzutragen, um diese als wichtige Grundlage für Zustandserfassungen und -beurteilungen zu erhalten.

Introduction

The prestressing technique revolutionized the construction of bridges and buildings. The same is true for the anchor technique solving various problems in ground engineering. The importance of an effective corrosion protection was recognized from the outset, as already at that time the sensitivity of the applied prestressing steels to corrosion attack was known. Nevertheless, damage occurred at home and abroad. Although these have been described in many individual papers and reports published in journals and proceedings, comprehensive overviews are rare [1], [2], [3], [4], [6], [7], [8], [12]. The lessons learnt from cases of damage led to a continuous improvement of the systems.

The aim of a recently completed report [5], commissioned by the Swiss Federal Roads Authority, containing also the results of a previous one [4] was

- *to present the technical development of prestressing, stay cable and ground anchor systems and to collect the available systems documentation with the aim of using them as an important basis for the condition survey and evaluation.*
- *to document the existing information and knowledge of the various parties involved in the corrosion damage of prestressing steels found in Switzerland.*
- *to conduct an extensive literature search and to contact experts with the objective of providing further documentation and presenting data on corrosion damage to prestressing steels abroad.*
- *to determine the causes and mechanisms of corrosion damage and to deduce possible hazard scenarios to be considered for the condition survey and evaluation.*

- die vorhandenen Unterlagen und das Wissen der Beteiligten über aufgetretene Korrosionsschäden an Spannstählen in der Schweiz zu sichten und aufzuarbeiten.
- mit Literaturrecherchen und Kontakten zu Experten die Korrosionsschäden an Spannstählen im Ausland als Ergänzung zu den schweizerischen Erfahrungen zu erfassen und darzustellen.
- die Ursachen und Mechanismen bei Korrosionsschäden zu ermitteln und daraus Gefährdungsbilder abzuleiten, die bei der Zustandserfassung und –beurteilung zu beachten sind.
- Ansatzpunkte für die Weiterentwicklung der Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme zu erarbeiten.

Viele wichtige Erkenntnisse konnten nur beim Abbruch von Bauwerken gewonnen werden. Einige dieser Objekte wurden im Rahmen des Projektes ZEBRA, «ZustandsErfassung von BRücken während deren Abbruch» untersucht [9], [10].
Im Folgenden werden die wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst.

Spannsysteme

Die Spannbetonbauweise hat sich bisher weitgehend bewährt. Weltweit sind nur wenige vorgespannte Bauwerke eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- spannungsrisskorrosionsempfindlicher Spannstahl (Beispiel in Deutschland)
- ungeeignete Zemente (Tonerdeschmelzzement), chloridverseuchte Mörtel oder Betone (chloridhaltiger Sand, $CaCl_2$ als Beschleuniger) (Beispiele in Deutschland, Jugoslawien und USA)
- ungenügende Überwachung beim Bau und während der Nutzung (Beispiel in Sizilien) **(Bild 1)**
- Wasser- und Tausalzeintrag bei undichten Fugen in evtl. unvollständig verfüllte Spannglieder (Beispiele in Grossbritannien und Belgien).

- *to obtain indications for the further development of prestressing, stay cable and ground anchor systems.*

Many important lessons could only be learnt when structures were demolished. Some of these were investigated within the framework of the project ZEBRA «Condition Survey of Bridges during Demolition» [9], [10].
In the following, the most important findings are summarized.

Prestressing systems

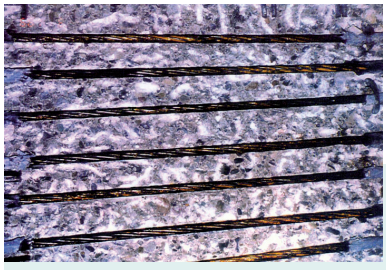
Prestressed concrete could up to the present time be generally regarded as a proven structural form. Worldwide, only a few prestressed structures have collapsed. The most important reasons for failure were:

- *prestressing steel sensitive to stress corrosion (example in Germany)*
- *unsuitable cements (high-alumina cement, calcium aluminate cement), chloride-contaminated mortars or concretes (chloride-containing sands, $CaCl_2$ as accelerator) (examples in Germany, Yugoslavia and USA)*
- *insufficient surveillance during construction and service (example in Sicily, **figure 1**)*
- *ingress of water and chlorides at leaking joints into not fully grouted tendons (examples in Great Britain and Belgium).*

Only in a few cases, were the reasons mentioned above alone responsible for the collapse. Mostly, the sensitivity of the structure and a combination of different reasons caused the accident.
*In Switzerland no collapses of prestressed concrete structures have occurred, but heavily corroded post-tensioning tendons have been identified **(figures 2a and 2b).** **Figure 2a** shows a bridge tendon with heavily corroded prestressing wires. The rupture of one wire was caused by pitting corrosion (total loss of cross-section). In Switzerland, no cases of stress corrosion and hydrogen embrittlement have so far been detected in grouted bridge tendons.*



2a Lochfrass an Spanndrähten und ein durchgerosteter, gerissener Draht eines Brückenspannglieds [5]
Bridge tendon with prestressing wires corroded by pitting with one wire completely corroded and broken [5]



2b Korrosion an Monolitzen in der Decke einer Parkgarage [5]
Corroded monostrands in the floor slab of a multi-storey car park [5]

Nur in wenigen Fällen war eine einzige der oben genannten Ursachen allein für einen Einsturz verantwortlich. Meistens führten die Empfindlichkeit der Konstruktion und eine Kombination verschiedener Ursachen zum Unglück.
In der Schweiz gab es bisher zwar keine Einstürze von vorgespannten Betonbauten, wohl aber erhebliche Korrosionsschäden an Spanngliedern **(Bilder 2a und 2b)**. **Bild 2a** zeigt ein Spannglied einer Brücke mit stark korrodierten Spanndrähten. Der Bruch in einem der Spanndrähte wurde durch den korrosionsbedingten Querschnittsverlust verursacht. Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung als Ursache für gerissene Spannstähle bei zementinjizierten Spanngliedern von Brücken wurden in der Schweiz bisher noch nie beobachtet. Der Korrosionsangriff bei den Monolitzen einer Parkgaragendecke durch Spannungsrisskorrosion führte andrerseits zu erheblichen Querschnittsverlusten sowie zum Bruch einzelner Litzendrähte und einer Litze **(Bild 2b)**.
In diesem Falle war der Korrosionsschutz der Monolitzen im Bereich der temporären Schwindgasse ungenügend.
Aus der Auswertung der übrigen Schadenfälle im In- und Ausland konnten die wichtigsten äusseren und inneren Gefährdungen abgeleitet werden. Äussere Gefährdungen sind durch die Umwelt oder die Nutzung bedingt (Einwirkungsseite). Innere Gefährdungen umfassen Schwachstellen der Konstruktion und des eigentlichen Korrosionsschutzsystems der Spannglieder (Widerstandsseite).
In den allermeisten Fällen bildete die Kombination verschiedener Schwachstellen der Konstruktion (Gefährdungsbilder), bei vorhandener äusserer Gefährdung (Leiteinwirkung), die Schadenursache. Daraus ergeben sich «Schadenketten», die beispielsweise bei Spanngliedern im Verbund oft an der Bauwerksoberfläche beginnen und somit meistens «sichtbar» oder bei Zustandsuntersuchungen feststellbar sind.

*On the other hand, the corrosion attack on monostrands in the floor slab of a multi-storey car park caused considerable loss of cross-section as well as the failure of strand wires and an entire strand due to stress corrosion **(figure 2b)**. In this case, the corrosion protection in the area of the temporary construction joint (for allowing shrinkage) was insufficient.*
Based on the evaluation of other cases of damage, it was possible to identify the most important external and internal hazards. External hazards are due to the environment or the service conditions (action side). Internal hazards involve weak structural areas and the intrinsic corrosion protection system of the post-tensioning tendons, the stay cables and the ground anchors (resistance side). The cause of damage is mostly the combination of weak structural areas (hazard scenarios) and an existing external hazard (leading action). Hence, so-called «damage chains» are generated. For bonded tendons, for instance, these start at the surface of the structure and are generally visible or can be detected during inspection.

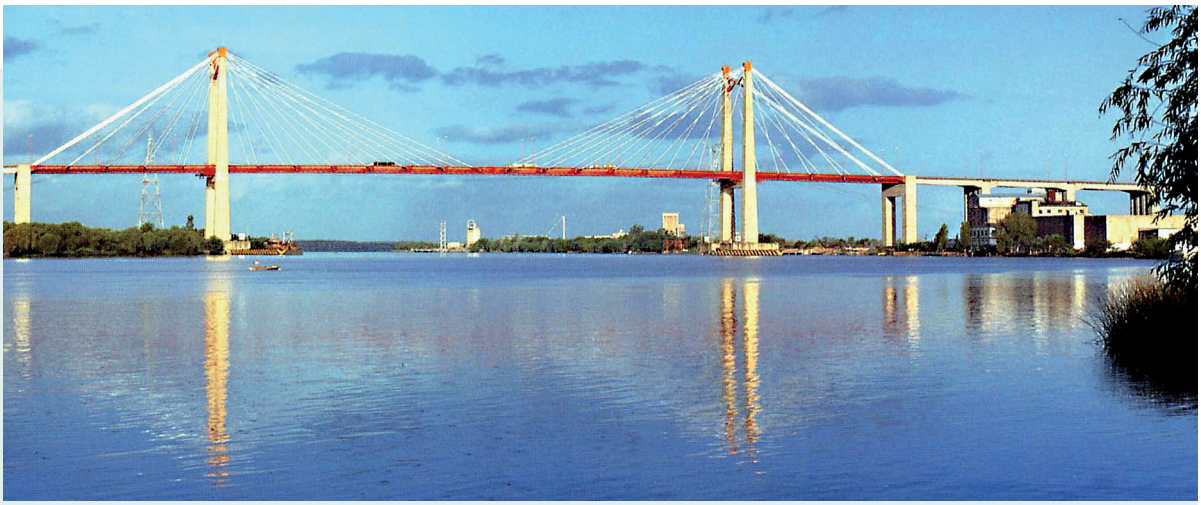
Stay cable systems

*According to the authors' knowledge, there have been no failures of cable-supported bridges due to corrosion except in the case of a suspension bridge where maintenance was completely neglected **(figures 3a and 3b).***
*An important reason for this positive assessment is the fact that generally cable-stayed structures are redundant and that the simultaneous failure of several stay cables due to corrosion is rather unlikely. However, the loss of a so-called back stay could cause structural collapse. In some stay cable applications, however, considerable corrosion damages had to be eliminated or stays even had to be exchanged **(figures 4, 5a and 5b)**.*
Compared to post-tensioned tendons in bridges, stay cables are partly exposed to additional




3a 3b

Lance Mitan-Hängebrücke über den Moruga-Fluss, Trinidad nach dem Einsturz 1998 und Zustand der Hängeseile und der Hänger [14]
Suspension bridge Lance Mitan over the river Moruga, Trinidad, after collapse in 1998 with details of the suspension cables and hangers [14]



4

Ansicht der Schrägseilbrücke Zárate-Brazo Largo, Argentinien [15]
View of the cable-stayed bridge Zárate-Brazo Largo, Argentina [15]

Schrägseilsysteme

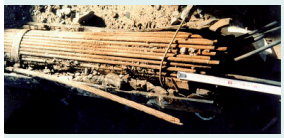
Gemäss den Kenntnissen der Autoren gab es bisher wegen Korrosion – abgesehen von einer Hängebrücke wegen des vollständig vernachlässigten Unterhaltes **(Bilder 3a und 3b)** – keine Einstürze von Seilbrücken. Ein wichtiger Grund für diese positive Bilanz ist die Tatsache, dass Schrägseilkonstruktionen in der Regel redundant sind und ein gleichzeitiger Ausfall mehrerer Schrägseile wegen Korrosion eher unwahrscheinlich ist. Ein Ausfall von so genannten Rückhalteseilen («back stays») könnte allerdings zu einem Tragwerksversagen führen. Bei einigen Schrägseilanwendungen waren jedoch erhebliche Korrosionsschäden zu beheben oder gar die Schrägseile auszuwechseln **(Bilder 4, 5a und 5b)**.
Zusätzlich zu den für Spannsysteme beschriebenen sind Schrägseile weiteren Einwirkungen ausgesetzt wie direkte Bewitterung, direkte Beaufschlagung durch (chloridhaltiges) Wasser, direkte Sonneneinwirkung (UV-Strahlung) und damit verbunden höhere Temperaturschwankungen und Längenänderungen sowie stärkere schwingende Belastung durch Verkehrslasten, Wind (Vibrationen) etc. Es traten daher auch weitere Gefährdungen auf (z.B. Ermüdungs- und Reibkorrosion).

actions such as direct weather effects, direct water access (containing chlorides), direct sunlight (UV-radiation) and thus related changes in temperature and cable length as well as increased dynamic actions due to traffic loads and wind (vibrations). Further hazards occurred such as fatigue and fretting corrosion.

Ground anchor systems

The anchor technique has become an important part of ground engineering. In some anchors in Switzerland the tensile members have shown considerable corrosion damage, but no catastrophic failure occurred. In general, the damage was found in good time and could be rectified without great cost. In most cases replacement anchors were installed. Worldwide, a comparatively small number of anchored structures have collapsed due to corrosion damage, the main reason being that anchored structures are redundant and often exhibit resistance reserves due to prudent assumptions regarding the characteristic values of the ground.
The distribution of corrosion damage and the corresponding knowledge thereof correlate directly with the development stages of the anchor technique in Switzerland.
Due to the lack of systematic examination methods, for the so-called





5a **5b**

Korrosionsschäden am gerissenen Schrägseil der Brücke Zárate-Brazo Largo, Argentinien. [16]
Corrosion damage in the failed stay cable of the Zárate-Brazo Largo Bridge, Argentina [16]

Ankersysteme

Die Ankertechnik ist zu einem wichtigen Teil der Bautechnik im Grundbau geworden. Bei einigen Verankerungen sind in der Schweiz erhebliche Korrosionsschäden an den Zuggliedern aufgetreten, die aber nicht zu einem katastrophalen Versagen geführt haben. Die Schäden wurden in der Regel rechtzeitig erkannt und konnten mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden. In den meisten Fällen geschah dies durch den Einbau von Ersatzankern. Weltweit ist nur eine sehr geringe Anzahl von verankerten Bauwerken wegen Korrosionsschäden eingestürzt. Dies ist dem Umstand zu verdanken, dass verankerte Bauwerke in der Regel redundant sind und oft auch Bemessungsreserven infolge vorsichtiger Annahme der Baugrundkennwerte aufweisen.

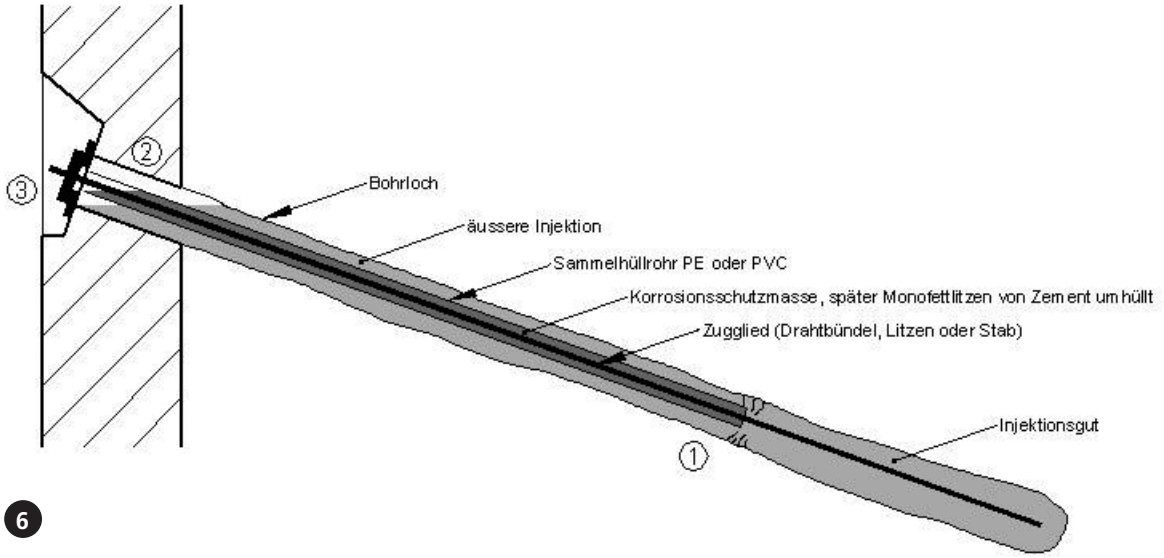
Die Verbreitung von Korrosionsschäden an Verankerungen und auch der Umfang der Kenntnisse darüber korrelieren direkt mit den Entwicklungsstufen der Ankertechnik in der Schweiz.

fully bonded anchors (approx. 1950 until 1975) only the anchor head area can be spot-checked. With good workmanship during execution and a benign environment, cement grout in the free anchor length and in the anchor head area can be a durable protection. The condition evaluation must therefore be based on a risk assessment.

The corrosion protection of anchors having a free anchor length remaining movable during service life without «double corrosion protection» (approx. 1973 until 1983) is generally insufficient ***(figure 6)****.*

Depending on the type of structure and the quality of the execution, damage to this type of anchor can be found systematically or limited to single cases. It must be considered, however, that quite often non-ductile failures due to stress corrosion occur ***(figure 7).***

The condition survey and evaluation should be based on the examination of a representative number of anchors.



6

Freispielanker ohne «doppelten Korrosionsschutz» (ca. 1973 bis 1983) mit Schwachstellen, wo Wasser zum Spannstahl vordringen kann [5].

1. Risse im zementösen Füllgut (Krafteinleitung)
2. Unvollständige äussere Injektion im Kopfbereich, unvollständige innere Injektion oder weggeflossene Korrosionsschutzmasse
3. Fehlende Schutzhaube, poröser und/oder schlecht haftender Nischenbeton

Ground anchor without «double corrosion protection» (approx. 1973 until 1983) having a free anchor length remaining movable during service life with «weak points» where water can penetrate to the prestressing steel [5].

1. *Cracks in cement grout (force spreading zones)*
2. *Incomplete, exterior grouting in the anchorage area, incomplete, interior grouting or corrosion protection material flown off*
3. *Missing protection cap, porous and/or recess concrete insufficiently bonded*

Bei Vollverbundankern (ca. 1950 bis 1975) können Schäden mangels systematischer Überprüfbarkeit nur stichprobenweise im Ankerkopfbereich ermittelt werden. Bei sorgfältiger Bauausführung und günstigem Umfeld kann die Zementinjektion auf der freien Ankerlänge und im Ankerkopfbereich einen sehr dauerhaften Schutz bewirken. Die Zustandsbeurteilung einer Verankerung muss mit einer Risikoanalyse erfolgen.

Freispielanker ohne «doppelten Korrosionsschutz» (ca. 1973 bis 1983) weisen generell einen ungenügenden Korrosionsschutz auf **(Bild 6).**

Je nach Konstruktionskonzept des Bauwerkes und Ausführungsqualität der Verankerung können bei dieser Ankergeneration Schäden systematisch oder auf Einzelfälle beschränkt auftreten. Zu beachten ist, dass bei diesem Ankertyp nicht selten Sprödbrüche infolge Spannungsrisskorrosion eingetreten sind **(Bild 7).**

Die Zustandserfassung und -beurteilung erfolgt anhand der Überprüfung einer repräsentativen Anzahl Anker.

Anker mit «doppeltem Korrosionsschutz» (ca. 1983 bis 1994) weisen generell einen genügenden Korrosionsschutz auf. Schäden werden sich bei dieser Ankergeneration bei vernünftig konzipierten Stützbauwerken auf Einzelfälle beschränken. Weil bei Verankerungen dieser Generation in der Regel auch Überwachungseinrichtungen (Messanker, Extensometer oder Inklinometer) vorhanden sind, kann die Zustandsbeurteilung anhand von Messungen, Ankerkopfinspektionen und durch Kraftkontrollen (Abheben) erfolgen.

Bei Ankern mit «umfassendem Korrosionsschutz» (ab 1995) ist die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes jederzeit mit einer elektrischen Widerstandsmessung überprüfbar [11]. Bei positiven Messergebnissen sind keine Schäden zu erwarten. Die Zustandsbeurteilung kann anhand von Messungen und stichprobenartigen Ankerkopfinspektionen erfolgen.

Anchors with a «double corrosion protection» (approx. 1983 until 1994) are in general sufficiently protected against corrosion. It can be expected that with this anchor generation and reasonably designed structures, damage is limited to single cases. As anchors of this type are generally equipped with surveillance installations (measuring anchors, extensometers or inclinometers), the condition evaluation can be based on measurements, inspection of the anchor head area and checking of the anchor force in the case of lift-off.

The effectiveness of anchors with a «comprehensive corrosion protection» (since 1995) can be verified by measuring the electrical resistance [11]. If the resistance requirements are fulfilled no damage will occur. The condition evaluation can be based on measurements and spot-checking in the anchor head area.



7
Ausgebauter Ankerkopf eines Felsankers, alle 6 Litzen gebrochen [5]
Dismantled stressing anchorage of a rock anchor, all 6 strands are broken [5]

Zusammenfassung

Durch die Abklärung der Schadenursache bzw. des Schadenmechanismus bei Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern, Schrägseilen und Ankern konnten wertvolle Erfahrungen gesammelt und Gefährdungsbilder beschrieben werden. Diese Kenntnisse sollen den Systemlieferanten helfen, ihre Systeme weiter zu verbessern, wie auch dazu beitragen, Bauherren und Ingenieure für die Problematik von Spannstahlschäden zu sensibilisieren.

Die Autoren laden alle Leserinnen und Leser ein, ihnen ihre Erfahrungen zugänglich zu machen. Damit können der Kenntnisstand über Schäden an Spannstählen sukzessive vervollständigt, noch bestehende Wissenslücken geschlossen und grössere Schäden oder katastrophales Versagen von Tragwerken vermieden werden.

Summary

By clarifying the cause of damage or the mechanism of corrosion damage to prestressing steels used in post-tensioned tendons, stay cables and ground anchors, valuable lessons could be learnt and hazard scenarios developed. This knowledge can be used by system suppliers to improve their systems and to draw the attention of engineers and owners to the problems arising from corrosion damage in prestressing steels.

Readers are invited to share their experience with the authors. Thereby, our knowledge base for damage to prestressing steels could be gradually completed, the existing gaps in our knowledge eliminated and heavy damage or catastrophical structural failures avoided.

Autoren / Authors

Fritz Hunkeler
Dr. sc. techn,
dipl. Ing. ETH TFB
Lindenstrasse 10
CH-5103 Wildegg
hunkeler@tfb.ch

Peter Matt
dipl. Bauing. ETH
Ingenieur-Beratung
Talweg 21
CH-3063 Ittigen
PeterMatt@email.ch

Ueli von Matt
dipl. Bauing. ETH
Dr. Vollenweider AG
Badenerstrasse 621
CH-8048 Zürich
vonmatt
@drvollenweiderag.ch

René Werner
Schadenexperte
Korrosion EMPA
Überlandstrasse 129
CH-8600 Dübendorf
rene.werner@empa.ch

Referenzen / References

[1] CUR Cases of damage due to corrosion of prestressing steel, Netherlands committee for concrete research, CUR, Report 49, 1971.
[2] FIP Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages, FIP State of the art report, Thomas Telford, London, 1986.
[3] FIP Corrosion protection of prestressing steels, FIP Recommendations, FIP Commission on Prestressing Materials and Systems, 1996.
[4] F. Hunkeler, H. Ungricht und P. Matt, Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern, Bundesamt für Strassen, Forschungsauftrag 86 / 95, Bericht VSS Nr. 534, 1998.
[5] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt und R. Werner, Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden, Forschungsauftrag AGB 2000 / 470, Bericht VSS Nr. 588, August 2005.
[6] U. Nürnberger, Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Bonn-Bad Godesberg, Heft 308, 1980.
[7] U. Nürnberger, Studie zu Spannstahlbrüchen, Abschlussbericht zum Forschungsauftrag DBV 210, FMPA, BW, Stuttgart, 1998.
[8] Management of post-tensioned grouted duct bridges, PIARC (World Road Association), C 11 Committee on Road Bridges, April 1999.
[9] T. Vogel, Zustandserfassung von Brücke bei deren Abbruch, Bericht zum Forschungsauftrag Nr. AGB 1998 / 101, Entwurf vom Sept. 2005.
[10] T. Vogel, Zustandsbeurteilung von Brükken bei deren Abbruch, fib-CH-Publikation, fib Kongress Neapel 2006, pp 18-23.
[11] U. von Matt, Dauerhafte vorgespannte Anker, 1st fib Congress, Osaka, 2002, Betonbau in der Schweiz fib-ch, S. 144 - 147.
[12] L. Wichter und W. Meiniger, Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2000.
[13] E. Proverbio, G. Laganà, V. Venturi, Il collapso del ponte S. Stefano: Un esempio estremo di degrado delle strutture in calcestruzzo armato precompresso, L'Edilizia, Vol. 15, No. 3, 2001, p. 32-37.
[14] The collapse of the Lance Mitan suspension bridge, Trinidad, http://www.seetobago.com/trinidad/sbridge/lmsb1.htm
[15] M.H. Faber, D.L. Hommel, R. Maglie, Aspects of safety and operation of bridges during rehabilitation, Proceedings of the International Symposium on «Advances in operation and management of large infrastructure projects», Copenhagen, Denmark, 10-13 May 1998, Editors: L.J. Vincentsen and J.S. Jensen, A.A. Balkema, Rotterdam, 1998, p. 177-188.
[16] M.H. Faber, Planning of ultra sonic inspections of parallel wire cables, Vortrag anlässlich des 8th ASCE Speciality Conf. on probabilistic mechanics and structural reliability, July 24-26, 2000, University of Notre Dame, South Bend, Indiana (USA). Basis: Artikel von S. Engelund und M.H. Faber mit gleichem Titel.

b

Hochbau und multifunktionale Strukturen

Bâtiments et structures multi-fonctionnelles

Buildings and multifunctional structures

Joseph Schwartz



1 Mehrfamilienhaus Forsterstrasse, Ansicht
View of residentialbuilding, Forsterstrasse

Einleitung

Das Mehrfamilienhaus an der Forsterstrasse vom Architekten Christian Kerez zieht die Aufmerksamkeit des fachkundigen Beobachters schon rein äusserlich durch sein unkonventionelles Erscheinungsbild auf sich. Das Haus ohne tragende Fassade, bei welchem einerseits die im Grundriss nicht übereinander angeordneten Wandscheiben, und andererseits die irreell anmutenden Auskragungen der Decken Aufsehen erregen, weist trotz der grossen Betonmassen der Wände und Decken eine erstaunliche Leichtigkeit auf, welche durch die rahmenlos verglasten Balkonbrüstungen noch verstärkt wird **(Bild 1).**

Architektonisches Konzept

Die Tätigkeiten Kochen, Schlafen, Essen, Wohnen, Arbeiten und Spielen sowie der Aufenthalt im Freien werden im Wohnungsbau üblicherweise voneinander getrennt. Im Mehrfamilienhaus an der Forsterstrasse finden diese Tätigkeiten dagegen in Räumen statt, welche allesamt gleich konstruiert und materialisiert sind. Sie sind alle Ausprägung der gleichen architektonisch räumlichen Grundkonzeption und unterscheiden sich nur in ihren Proportionen, Grössenordnungen und räumlichen Zusammenhängen.
Durchblicke über die gesamte Woh-

Introduction

*A new residential building on the Forsterstrasse in Zurich, designed by the architect Christian Kerez, is attracting the attention of specialists in this field, first of all simply because of its external features and its unconventional appearance. The building, which dispenses with load-bearing external walls, having on the one hand walls not arranged in plan view one on top of the other, while on the other hand the unreal and daring overhang of the storeys is causing a stir; despite the large quantities of concrete in the walls and floors the building surprisingly gives the impression of lightness, which is enhanced by the frameless glass balcony parapet walls **(figure 1).***

Architectonic Concept

The activities of cooking, sleeping, eating, living, working, playing and the feeling of being outside are usually separated in apartment blocks. In the residential building on the Forsterstrasse the-



2 Typischer Innenraum
Typical room

nungsausdehnung zwischen diesen Wandscheiben hindurch sind immer wieder möglich. Es gibt keine dienenden und bedienten Räume. Es gibt keine Hierarchie oder Differenzierung von unterschiedlichen Bereichen der Wohnung. Dieselben Wandscheiben, welche die introvertierten Räume tief im Wohnungsinnern umfassen, führen auf der anderen Seite in vollkommen verglaste Wohnräume. Damit verbinden sich gegensätzliche Eigenschaften – Höhle und Pavillon, offen

se activities however are carried out in rooms that are constructed in more or less the same way. They all reflect the same basic architectonic spatial concept and differ only in their proportions, sizes and spatial relationships.
The whole of the apartment is always visible between the walls. There are no rooms leading to and from rooms. There is no hierarchy or differentiation of the various areas of the apartment. The same walls, which enclose the rooms



3 Modell der Tragstruktur
Structural model

deep in the interior of the apartment, lead on the other side to completely glazed living spaces. Thus opposing properties are connected-cave and summerhouse (pavilion), closed and open spaces, heavy and light features – to form an indissoluble unity.
The spatial definition of a building by means of mainly freestanding walls that are mostly unconnected, was developed into a structural principle and permits the realization of large rooms with no columns, giving uninterrupted views ***(figure 2).***
Taken to the ultimate, wall-type construction leads to a bridge-like structure above the open, column-free ground floor parking space. Repositioning a wall in a storey would have an influence on the layout of all five storeys. Thus the arrangement of the walls, which viewed overall appears to be rather irregular, almost arbitrary, was developed by the architect and the structural engineer working together in a painstaking optimization process dealing with the interdependence of all storeys.

Structure and Constructional Solutions

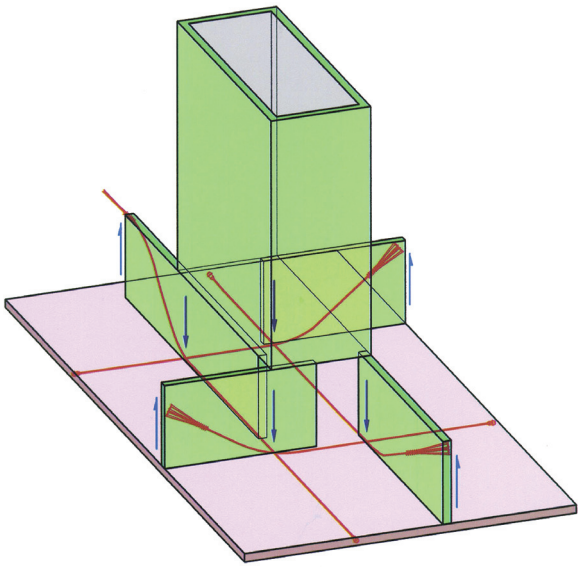
All walls and slabs are made of reinforced concrete forming in their totality the structure **(figure 3).** *Most of the walls are supported in the vertical direction only in one point or along a vertical edge. In plan many walls are arranged crosswise from storey to storey, others are connected on one side to the central core. In one case a wall is suspended by the one above it; the high tensile stresses, which have to be transmitted at the point of intersection, necessitated vertical prestressing over two storeys. The slabs act like a flange, and combined with the walls that act as the webs they contribute to the considerable bending and shear stiffness. Due to the irregular arrangement of the walls the slabs lie partly in the conventional way on the walls and are partly suspended from the walls that act as corbels. Thereby the effective available floor spans, and above all the floor cantilevering, look less inside the building than one would think.*
The central core is only in the upper four storeys. The 'garage' underneath them is designed to be open, i.e. column-free. This means that the forces of the core, on which all cantilevering walls rest directly or indirectly, are transmitted by means of a bridge-like structure consisting of the garage walls bearing on the basement walls ***(figure 4a).***
Due to the large forces acting on these walls they are prestressed ***(figure 4b).***
The particular challenge of the project was to maximize the overhang of the storeys, which meant that all floor slabs also had to be prestressed. In this way it could be ensured that the windowpanes, which were up to seven metres long over the full height of the storey, are not damaged due to

Project data

Region
Zurich, Switzerland
Use of structure
Residential building
Owner
private
Design Engineer
Dr. Joseph Schwartz, Zug
Architect
Christian Kerez, Zürich
Site Engineer
Archobau AG, Chur
Contractor
Jäggi + Hafter AG, Regensdorf / Zürich; Stahlton AG, Zürich

Main data

Plan area
25 x 15 m
Number of storeys including garage
5
Structure
spatial shear wall-slab structure in prestressed concrete
Construction period
(2001-2003)



4a Abfangung des Kerns, schematischer Verlauf Vorspannung
Support of the core, schematic prestressing layout

Projektdaten

Region
Zürich, Schweiz
Nutzung des Bauwerkes
Wohngebäude
Bauherr
privat
Projektingenieur
Dr. Joseph Schwartz, Zug
Architekt
Christian Kerez, Zürich
Bauleitung
Archobau AG, Chur
Bauausführung
Jäggi + Hafter AG, Regensdorf / Zürich; Stahlton AG, Zürich

Kenndaten

Grundrissfläche
25 x 15 m
Anzahl Stockwerke inkl. Garage
5
Tragwerk
räumliche Scheiben-Platten-Struktur in Spannbeton
Bauzeit
(2001-2003)

und geschlossen, schwer und leicht – zu einer unlösbaren Einheit.
Die räumliche Definition eines Gebäudes durch Wände, welche frei stehen und sich nur zum Teil verbinden, wird zum statischen Prinzip und erlaubt grosse, stützenfreie Räume, die ungehinderte Ausblicke ermöglichen **(Bild 2)**.
In letzter Konsequenz bildet die Scheibenbauweise eine brückenartige Konstruktion über der offenen, stützenlosen Einstellhalle. Die Verschiebung einer Wand in einem Geschoss hätte Auswirkungen auf die Grundrisse aller fünf Geschosse. So wurde die Anordnung der Wände, welche in ihrer Gesamtschau recht unregelmässig, beinahe zufällig wirkt, von Architekt und Bauingenieur in langwierigen gemeinsamen Optimierungsprozessen über die Abhängigkeit aller Geschosse zueinander entwickelt.

Tragwerk und konstruktive Lösungen

Alle Scheiben und Platten sind in Stahlbeton ausgeführt und bilden in ihrer Gesamtheit das Tragwerk **(Bild 3)**.
Die meisten Scheiben sind in vertikaler Richtung nur in einem Punkt oder entlang eines vertikalen Scheibenrandes aufgelegt. Viele Scheiben sind im Grundriss von Geschoss zu Geschoss kreuzweise angeordnet, andere sind einseitig am Rand mit dem zentralen Kern verbunden. In einem Fall hängt sogar eine Wand an der oberhalb von ihr angeordneten Wand; die grosse, lokal im Kreuzungspunkt zu übertragende Zug beanspruchung machte eine über zwei Stockwerke verlaufende vertikale Vorspannung

*creep of the concrete slabs. Great care was taken with the prestressing, so that the anchorage and deviation forces are completely compensated by the permanent loads **(figure 5)**.*
The points of conflict between structure and building physics were solved in a consistent way, in that with the heat insulation of the structure the heat always conducts in the shortest possible path. The forces are transmitted by the classical cantilever slab connections, which, to meet the requirements, are partially reinforced with chrome steel reinforcement.

Special Constructional Aspects

The requirements for fair-faced quality of the exposed concrete were extremely high. In order to create as uniform and as abstract an appearance of the exposed concrete as possible, the largest possible formwork elements, with as smooth a surface texture as possible, were necessary. For this purpose specially manufactured bakelite-coated formwork elements, with a surface area of 3 metres times 8 metres, were employed. In addition, it was possible to construct all surfaces without visible connecting holes. This was enabled by the high stiffness of the formwork elements in bending, which permitted the use of only two rows of connecting holes: a lower one in the region of the screed, to be installed later, and a second one above the walls. Since all concrete surfaces, including the upper face of the floor slab, were executed in fair-faced concrete, and these surfaces



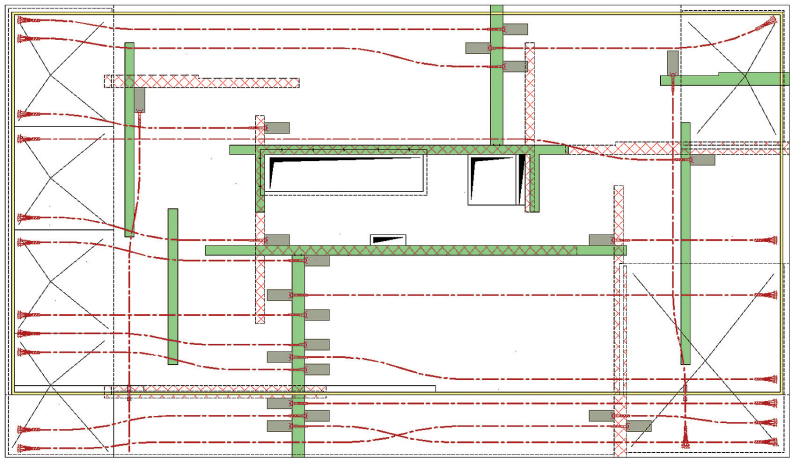
4b Ausführung auf der Baustelle
Execution on site

erforderlich. Die Platten wirken wie Flansche, und tragen in Kombination mit den als Stege wirkenden Wandscheiben zu einer beträchtlichen Biege- und Schubsteifigkeit bei. Infolge der unregelmässigen Anordnung der Wände liegen die Platten zum Teil konventionell auf den Wänden auf, und hängen zum Teil an den als Konsolen wirkenden Wandscheiben. Dadurch sind die effektiv vorhandenen Deckenspannweiten, und vor allem auch die Deckenauskragungen, geringer als sie im Inneren des Gebäudes wahrgenommen werden.

Der zentrale Kern ist nur in den oberen vier Stockwerken angeordnet. Die darunter liegende Einstellhalle ist stützenfrei ausgebildet. Das bedeutet, dass die Kräfte des Kerns, an welchem alle auskragenden Wände direkt oder indirekt aufgelegt sind, mittels eines brückenartigen Tragwerks bestehend aus den Kellerwänden auf die Garagenwände abgegeben werden **(Bild 4a).**

Wegen ihrer grossen Beanspruchung wurden diese Wände vorgespannt **(Bild 4b).**

Da die besondere Herausforderung des Projektes darin bestand, die Deckenauskragungen zu maximieren, wurden ebenfalls alle Decken vorgespannt. Dadurch konnte sichergestellt werden, dass die stockwerkhohen, bis zu sieben Meter langen Fensterscheiben nicht infolge des Kriechens der Betondecken beschädigt werden. Die Vorspannung wurde mit grosser Sorgfalt so konzipiert, dass deren Anker- und Umlenkkräfte die ständigen Lasten vollständig kompensieren **(Bild 5).**



5a
Deckenvorspannung:
a) Grundriss
Prestressing of floor slab:
a) Plan view

should look as uniform as possible, it was not possible to have the usual anchorage niches for the prestressing of the floor slab. For this reason the fixed anchorages were arranged at the edges of the slabs and the moveable anchorages in niches at the upper surfaces of the slabs, so that the concrete in the lower part of the slab could be placed continuously ***(figure 5).*** *After tensioning and grouting these niches were filled with concrete.*

Final Remarks

The requirements placed on the concept, the design and the detailing were much greater for the residential building on the Forsterstrasse than with a conventional apartment block and can be compared with those of a bridge structure. The excellent cooperation of all those involved in the project, i.e. architect, structural engineer, further specialist planners, site supervision, contractor, concrete supplier and prestressing firm, led to the successful realization of the structure.



5b
Deckenvorspannung:
b) Ausführung auf der Baustelle
Prestressing of floor slab:
b) Execution on site

Die Konfliktpunkte zwischen Tragwerk und Bauphysik wurden konsequent so gelöst, dass die Wärmedämmung das Tragwerk stets auf dem kürzest möglichen Weg durchdringt. Die Kräfte werden mit klassischen Kragplattenanschlüssen übertragen, welche den Anforderungen entsprechend teilweise mit Chromstahlbewehrung verstärkt wurden.

Besonderheiten bei der Ausführung

Die gestalterischen Anforderungen an den Sichtbeton waren extrem hoch. Um ein möglichst einheitliches und abstraktes Erscheinungsbild des Sichtbetons zu erzeugen, waren möglichst grosse Schalungselemente mit einer möglichst glatten Oberfläche erforderlich. Zur Anwendung kamen speziell angefertigte, bakelitbeschichtete Schalungselemente mit einer Oberfläche von drei mal acht Metern. Im Weiteren gelang es, alle Oberflächen ohne sichtbare Bindlöcher auszuführen. Dies wurde durch die ausserordentlich biegesteifen Schalungselemente ermöglicht, welche es zuliessen, nur zwei Bindlochreihen anzuordnen: eine untere im Bereich der später eingebauten Unterlagsböden, sowie eine zweite oberhalb der Wandkörper.
Da alle Betonoberflächen inklusiv Deckenstirnen in Sichtbeton ausgeführt wurden, und diese Oberflächen ein möglichst gleichmässiges Aussehen aufweisen sollten, war es nicht möglich, klassische Verankerungsnischen für die Dekkenvorspannung auszubilden. Aus diesem Grund wurden die festen Verankerungen an den Plattenrändern und die beweglichen Verankerungen in Nischen an der Oberseite der Platten angeordnet, so dass der Beton im unteren Plattenbereich kontinuierlich eingebracht werden konnte **(Bild 5).** Nach dem Spannen und Injizieren wurden diese Nischen ausbetoniert.

Schlussbemerkungen

Die Anforderungen an den Entwurf, die Projektierung und die konstruktive Ausbildung waren beim Mehrfamilienhaus an der Forsterstrasse wesentlich höher als bei einem konventionellen Hochbau und erreichten das Niveau eines Brückenbauwerkes. Die hervorragende Zusammenarbeit aller am Projekt Beteiligten, Architekt, Bauingenieur, weitere Fachplaner, Bauleitung, Unternehmer, Betonlieferant und Spannfirma ermöglichten die erfolgreiche Realisierung des Bauwerkes.

Referenzen / References

[1] Hubertus Adam (2003): «Christian Kerez, Mehrfamilienhaus Forsterstrasse, Zürich», Zeitschrift Archithese, Heft 6.2003, 64 – 69.
[2] Cemsuisse, Verband der Schweizerischen Cementindustrie (2005): «Architekturpreis Beton 05», GTA Verlag Zürich, ISBN 3-85676-159-4, 14 – 39

Autor / Author

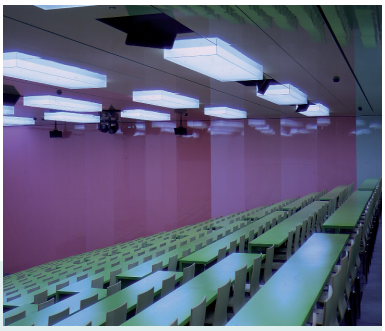
Joseph Schwartz
Dr. consulting engineer
Schwerzelrain 7
CH-6315 Oberägeri
jschwartz@bluewin.ch

Esther Hodel



1 Das Foyer als Zugangsbereich und Vorzone für den darunter liegenden Hörsaal.
The foyer as the access area and as an approach zone for the lecture hall situated beneath it.

Die farblichen Möglichkeiten von Sichtbeton sind viel mannigfaltiger als das verbreitete Bild einer «grauen Wand» vermuten lässt. Bei der Stützmauer des Hörsaals für die Universität Zürich ist die farbliche Erscheinung bereits in der Betonmasse eingeschrieben, ist also mehr als eine äusserliche Applikation: Der noch flüssigen Mischung wurden Farbpigmente beigemischt. Selbst der Fertigungsprozess ist im fertigen Werk ästhetisch wirksam: Die unregelmässige, farblich differenzierte Schichtung der Wand zeugt vom Giessvorgang.



2 Die Wand- und Deckenverkleidungen des Hörsaals aus farbig lackierten Holzwerkstoffplatten in verschiedenen Rottönen, einem hellen Graugrün und einem Blauton.
The wall and ceiling cladding in the lecture hall is comprised of colourfully painted wooden panels in various shades of red, one of light grey-green and one of blue.

Mitte der neunziger Jahre beauftragte das Hochbauamt Zürich Annette Gigon und Mike Guyer mit dem Entwurf eines neuen Hörsaals als Erweiterung des denkmalgeschützten Kollegiengebäudes, welches von Robert Curjel und Karl Moser zwischen 1911 und 1914 realisiert wurde. Das relativ grosse Neubauvolumen wurde dem bestehenden untergeordnet. Grundriss, Schnitt und Volumetrie wurden aus der Hanglage heraus entwickelt und geschickt mit dem Erschliessungssystem des Kollegiengebäudes verbunden. Gegen aussen tritt der Hörsaal lediglich als neue Stützmauer entlang der Künstlergasse in Erscheinung und sein «Dach» als neu gestaltete Terrasse mit einem Wasserbecken. Die tatsächliche Funktion ist fast nicht erkennbar.
In Zusammenarbeit mit dem Künstler Adrian Schiess entwickelten Gigon | Guyer ein differenziertes Material- und Farbkonzept für die Oberflächen sämtlicher öffentlichen Räume. Dies betrifft insbesondere die Decken-, Wand- und Bodenflächen des Hörsaals, die Treppenaufgänge vom Hörsaal zum Foyer und den Aussenbereich. Die rot geschichtete Stützmauer entlang der Künstlergasse ist der nach aussen hin sichtbarste Bestandteil des Projekts.

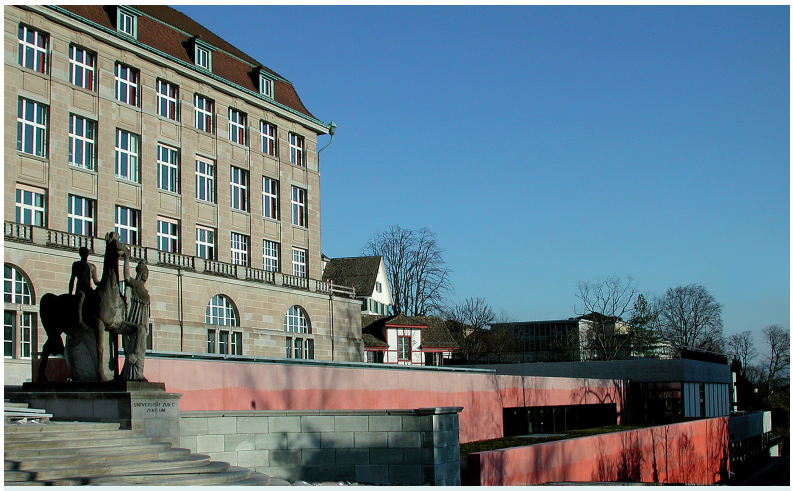
Schichten

Die rote Horizontalschichtung der Stützmauer ist das Ergebnis einer intensiven Auseinandersetzung mit der Architektur des bestehenden Baues. Sie sollte auch auf ihre Raumhaltigkeit verweisen. Eine graue Sichtbetonwand hätte kaum eine solche Wirkung hervorgerufen und stand nie im Interesse der Architekten. Die schliesslich gewählte Färbung wurde auf diejenige des Sandsteins des Kollegiengebäudes abgestimmt, ohne dabei das Andersartige des Eingriffs zu cachieren.

The colour options offered by exposed concrete are much more wide-ranging than the conventional image of a «grey wall» would lead us to believe. The colourful appearance of the retaining wall of the University of Zurich's lecture hall is already inscribed in the concrete mass and is thus more than merely an external application. Colour pigments were added to the mixture when still liquid. Even the production process itself has an effect on the finished appearance: the irregular, differently coloured layering of the wall is evidence of the pouring process.
In the mid-1990s, Zurich's Cantonal Office of Structural Engineering commissioned Annette Gigon and Mike Guyer to design a new lecture hall as an extension to the main building («Kollegiengebäude»), which was designed by Robert Curjel and Karl Moser between 1911 and 1914 and is now listed as a historic building. The relatively large volume of the new building was to be subordinate to the existing edifice. Plan view, section and volumetry were developed on the basis of the hillside location and cleverly linked with the site arrangement of the main building. To the outside world, the lecture hall simply appears to be a retaining wall along the Künstlergasse

Projektdaten

Nutzung
Hörsaal der Universität Zürich (496 Sitzplätze + Nebenräume)
Bauherr
Hochbauamt des Kantons Zürich
Architektur
Gigon | Guyer, Zürich; Christian Brunner (Projektleitung), Thomas Hochstrasser (Bauleitung)
Bauingenieure
SKS Ingenieure AG, Zürich; Theodor Weber (Chefingenieur)
Bauunternehmen
Toneatti AG, Jona
Farben
Adrian Schiess, Mouans-Sartoux (F)
Farbpigmente
Pieri S. A., Le Mont s/Lausanne, Pieri Kaolor PP300 rot
Planung / Ausführung
November 1999 - Oktober 2002



3

Die Farbschichtung der Stützmauer nähert sich von unten nach oben der Sandsteinfassade des Kollegiengebäudes von Karl Moser und Robert Curjel an.
Starting at the bottom, the colour layering of the retaining wall rises to meet the sandstone façade of the main building designed by Karl Moser and Robert Curjel.

Bemustern

Um sich die Wirkung der fertigen Wand vorstellen zu können, wurden Muster im Massstab 1:1 betoniert. Man experimentierte dabei mit unterschiedlichen Pigmentfarben und variierte deren Dosierung. Eine in Erwägung gezogene verschiedenfarbige Schichtung hätte die Farbtonalität des Hörsaals in zu direkter Art und Weise widerspiegelt.

Project data

Application
Lecture hall at the University of Zurich (seating for 496 + side rooms)
Client
Zurich's Cantonal Office of Structural Engineering
Architecture
Gigon/Guyer, Zurich;
Christian Brunner
(Project management)
Thomas Hochstrasser
(Construction management)
Consulting engineers
SKS Ingenieure AG, Zurich;
Theodor Weber
(senior structural engineer)
Construction company
Toneatti AG, Jona
Colours
Adrian Schiess, Mouans-Sartoux (F)
Colour pigments
Pieri S. A., Le Mont s/Lausanne, Pieri Kaolor PP300 red
Planning / Implementation
November 1999 - October 2002

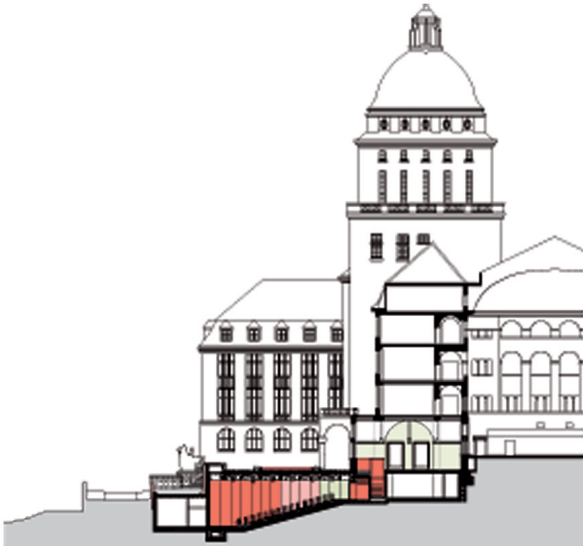
and its «roof» a newly-designed terrace with a pool. Its actual function is barely discernible.
In cooperation with artist Adrian Schiess, Gigon | Guyer developed a differentiated material and colour concept for the surface areas of all public rooms. In particular, this applies to the ceiling, wall and floor surfaces of the lecture hall, the staircases from the lecture hall to the foyer and the outside area. The red-layered retaining wall along the Künstlergasse is the project's most visible component to the outside world.

Layers

The red horizontal layering of the retaining wall is the result of a thorough investigation of the architecture of the existing building. The aim was also to indicate its volume. A grey exposed concrete wall would hardly have conjured up the same effect and was never the architects' intention. The colouring finally chosen was adjusted to match the main building's sandstone without concealing the dissimilarity of the intervention.

Sampling

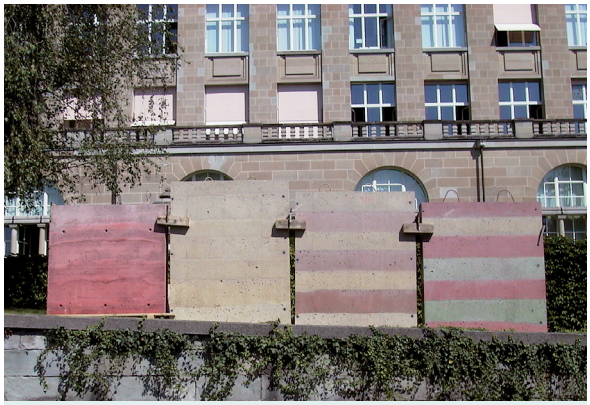
Full-size concrete samples were produced in order to visualize the effect of the finished wall. Different pigment colours and quantities were experimented with. Layering in different colours, which was also considered, would have reflected the colour tonality of the lecture hall too directly. A graduation of different red tones was finally selected to blend in with the sandstone façade of the university building as well as with the bright pink of the pool on the terrace.
The pigment added was reduced, layer by layer, from 8% to 4%, 2% and finally 0.5% of the cement quantity. Colour intensity decreases correspondingly and - dependent on light - the red of the concrete visually approximates the ochre of the sandstone.
During the trials, the combination of the different colour layers proved interesting. Due to the intermingling at each pouring stage, flame-like transitions were created with an even greater intensity in the samples than on the finished wall. This phenomenon also revealed that although it is possible to estimate random aspects that cannot be influenced, they can never be completely ruled out in spite of sampling and intensive advance clarifications.



4

Schnitt durch das Foyer und den Hörsaal.
Sectional drawing of the foyer and lecture hall.

Schliesslich wurde eine Abstufung von verschiedenen Rottönen gewählt, die einen Bezug zur Farbstimmung der Sandsteinfassade des Universitätsgebäudes wie zum leuchtend rosa gehaltene Wasserbecken auf der Terrasse herstellte.



5 Begutachtung der vier Musterwände mit unterschiedlichen Pigmentfarben und Intensivitäten vor Ort.
On-site appraisal of the four sample walls with their different pigment colours and intensity.

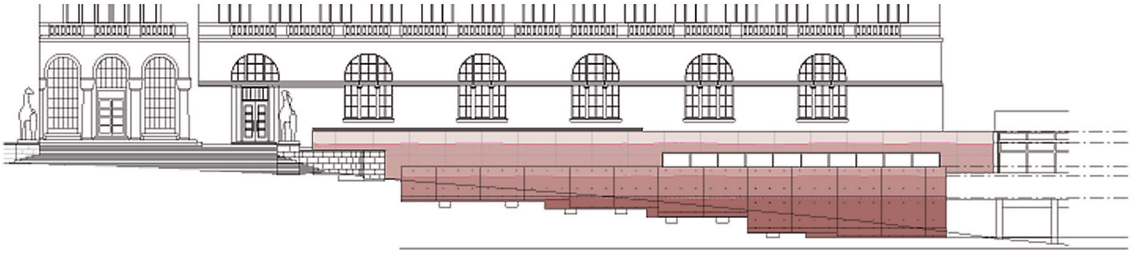
Der Pigmentzuschlag wurde, Schicht um Schicht, von 8% auf 4%, 2% und schliesslich 0,5% der Zementmenge reduziert. Die Intensität der Farbe nimmt entsprechend ab, und das Rötliche des Betons nähert sich – je nach Lichtsituation – visuell dem Ocker des Sandsteins an.
Bei den Versuchen erwies sich das Aufeinandertreffen der unterschiedlichen Farbschichten als interessant. Durch das Ineinanderfliessen der Schüttetappen ergaben sich flammenartige Übergänge, die an den Mustern noch intensiver ausfielen als an der fertigen Wand. An diesem Phänomen zeigte sich denn auch, dass trotz Bemusterung und intensivsten Vorabklärungen das Nichtbeeinflussbare, Zufällige zwar abgeschätzt, aber nicht ganz auszuschliessen war.

Betonieren

Der Beton wurde als Pumpmischung mit der Korngrösse 0÷16 mm eingebracht. Es wurde gewöhnlicher Portlandzement in einer Dosierung von 300 kg/m³ verwendet. Im Allgemeinen eignet sich für besonders reine und leuchtende Farben Weisszement besser, doch erwies sich im vorliegenden Fall die Verwendung von Grauzement als ausreichend. Die Geschmeidigkeit der Mischung wurde mit einem Hochleistungsverflüssiger optimiert. Ein Füller verbesserte zusätzlich die Verarbeitbarkeit.
Die insgesamt 1567 kg Pigmente wurden in wasserlösliche Beutel abgepackt und als fertige Portionen von 1 bis 25 kg (je nach Betoncharge) angeliefert. Die so vordosierten Pigmentbeutel wurden dem Betongemisch im Fahrmischer des Lastwagens chargenweise direkt beigegeben und während der Fahrt vom Betonwerk auf die Baustelle gemischt. Die einzelnen Farbschichten wurden unmittelbar nacheinander eingebracht, der Pigmentanteil jeweils beim Wechsel einer Charge vermindert. Für die Verdichtung des Gemischs in der Schalung wurde die Vibriernadel mit einer Markierung versehen, um die Eindringtiefe genau kontrollieren zu können; die Separation der einzelnen Farbschichten sollte nicht durch derartige Zufälligkeiten negativ beeinflusst werden!
Damit – aus gestalterischen Gründen – auf Dilatationsfugen verzichtet werden konnte, versah man die 40 Meter lange Wand mit einer Vorspannung.

Concreting

The concrete was pumped in as a mixture with grains of 0÷16 mm. Standard Portland cement was used in a dosage of 300 kg/m³. Generally speaking, white cement is better suited to particularly clear and glowing colours although the use of grey cement proved to be sufficient in this case. The pouring consistency of the mix was optimized with a high-performance plasticizer. Workability was further improved with the addition of filler.
The total amount of 1,567 kg of pigments was packed in water soluble pouches and delivered in ready-made portions of 1 to 25 kg (dependent on concrete batch). The pre-portioned pigment pouches were added directly to each batch in the ready-mix truck and mixed on the way from the concrete plant to the construction site. The individual colour layers were brought in immediately, one after the other, with the pigment proportion being reduced with each batch. To compact the mix in the shuttering, the vibrating poker was marked so that the depth of penetration could be accurately checked; the separation of the individual colour layers was not to be negatively influenced by random events of this type! So that expansion joints could be dispensed with for design reasons, the 40-metre long wall was prestressed.



6 Schalungsplan mit den unterschiedlichen Betonieretappen.
Shuttering diagram with the different concreting stages.



7
Entfernen der Stahlrahmenschalung - der Sichtbeton zeigt sich.
Removal of the steel-frame shuttering - the exposed concrete is revealed.

Schützen

Als Nachbehandlung wurde die Wand mit einem Reinigungspulver gesäubert, das dank seinem geringen Säuregehalt Kalziumsalze auflöst und so das Auftreten von Ausblühungen verhindert. Gerade bei eingefärbtem Beton sind solche weisslichen Verunreinigungen der Oberfläche eine sehr störende Beeinträchtigung.
Wie heute bei öffentlichen Gebäuden üblich, wurde ein Graffitischutz auf die Sichtbetonwand aufgetragen.
Im Laufe der Zeit wird die eingefärbte Betonwand eine natürliche Patina entwickeln, und auch ihre Farbwirkung wird sich allmählich wandeln.
Das Arbeiten mit Sichtbeton - und mit eingefärbtem Sichtbeton noch viel mehr - ist also nicht nur aufwändig und kostspielig, sondern mit einer Vielzahl von nicht kalkulierbaren Unwägbarkeiten und Risiken verbunden. Vielleicht macht gerade dieses Unvorhersehbare seinen unbestrittenen Reiz aus.

Protection

The wall was additionally treated with a cleaning powder, which thanks to its low acidic content dissolves calcium salts, thereby preventing blooming from occurring. These whitish blemishes on the surface of coloured concrete, in particular, are very unsightly.
As is standard practice nowadays for public buildings, graffiti protection was applied to the exposed concrete wall.
Over the course of time, the coloured concrete wall will develop a natural patina and its coloured effect will gradually change.
Working with exposed concrete - and even more so with exposed coloured concrete - is thus not only time-consuming and expensive, but is also linked with a large number of incalculable imponderables and risks. Perhaps it is this unpredictability that gives it its indisputable allure.

Referenzen / References

[1] Arthur Rüegg, Reto Gadola, et al, «Die Unschuld des Betons – Wege zu einer materialspezifischen Architektur», gta Verlag ETHZ, 8093 Zurich, 2004
[2] Peter Grübl, Helmut Weigler, Sieghart Karl, «Beton-Arten, Herstellung und Eigenschaften», Munich 2001.
[3] Boeme Uwe, TU Freiberg, «Anorganische Pigmente» with links and composition of known pigments: http://www.uweboehme.de/ >Übersicht >Anorganische Pigmente
[4] Kurt Hermann, «Zusatzstoffe Pigmente», in: "Cementbulletin» 9/1995, pp. 3-7. Günther Ruffert, «Lexikon der Betoninstandsetzung», Stuttgart 1999.

Autor / Author

Esther Hodel
dipl. Architektin, ETH
eshodel@gmx.net

Anmerkung

Der Artikel basiert auf einer Diplomwahlfacharbeit, die – ungekürzt – in 1) enthalten ist.
Überarbeitung: R. Seiler, ETHZ
Fotos + Zeichnungen:
Gigon | Guyer

Note

This article is based on an elective diploma subject assignment contained in 1) in unabridged form.
Editing: R. Seiler, ETHZ
Photographs + drawings:
Gigon | Guyer

Robert Bossart, Rainer Zünd, Markus Bertschi

Einleitung

Nach Einweihung der Lüftungszentrale Reppischtal wird die Öffentlichkeit keine Notiz mehr nehmen von dem grossen unterirdischen Bauwerk, das zur Zeit entsteht. Der Benutzer der N4 wird zwischen den beiden angrenzenden Tunnels Uetliberg und Ettenberg keinen Unterschied erkennen, denn die Autobahn wird im Innern des Bauwerks geführt. Der Spaziergänger im Reppischtal wird ausser den Lüftungskaminen und der Einfahrt nichts erkennen, weil das ganze Gebäude eingedeckt wird. Wir haben es also mit einem Bauwerk zu tun, dessen Dimensionen nur während der Bauphase erkennbar sind.

Introduction

After the official opening of the Reppischtal Ventilation Plant the public will take no more notice of the large underground structure that is now under construction. The user of the N4 will hardly notice a difference in the area between the two neighbouring Uetliberg und Ettenberg tunnels, because the motorway passes through the new structure. People walking in the area will not see anything besides the ventilation chimneys and the entrance, because the whole structure will be covered over. Thus we are dealing with a structure whose dimensions are only visibly during construction.



1 Baustelle mit Tunnelröhren und Kabel-Bobinen
Construction site with tunnel holes and cable spools

Objekt

Beschrieb

Die Lüftungszentrale des Uetlibergtunnels liegt zwischen Birmensdorf und Stallikon. Der Uetlibergtunnel ist im Nationalstrassennetz ein Teil der Westumfahrung Zürich.

Die wie eine Talsperre quer im Reppischtal liegende Zentrale wird im Tagbau erstellt, als Verbindungsstück zwischen den Tunnelröhren des Uetlibergs und des Ettenbergs, die zusammen den 4.4 km langen Uetlibergtunnel bilden. Das fertige Bauwerk wird im Endzustand wieder überdeckt und von der Reppisch überströmt.

Object

Description

The ventilation plant of the Uetliberg tunnel is situated between Birmensdorf and Stallikon. In the National Road Network the Uetliberg tunnel is a part of the West Bypass around Zurich.

The plant, which crosses the Reppisch valley like a dam, is being constructed by the cut-and-cover method, as a connection between the tunnel tubes of the Uetliberg and Ettenberg sections, which form together the 4.4 km long Uetliberg tunnel. In its final state the finished structure will be covered over again and the river Reppisch will flow over it.

Projektdaten

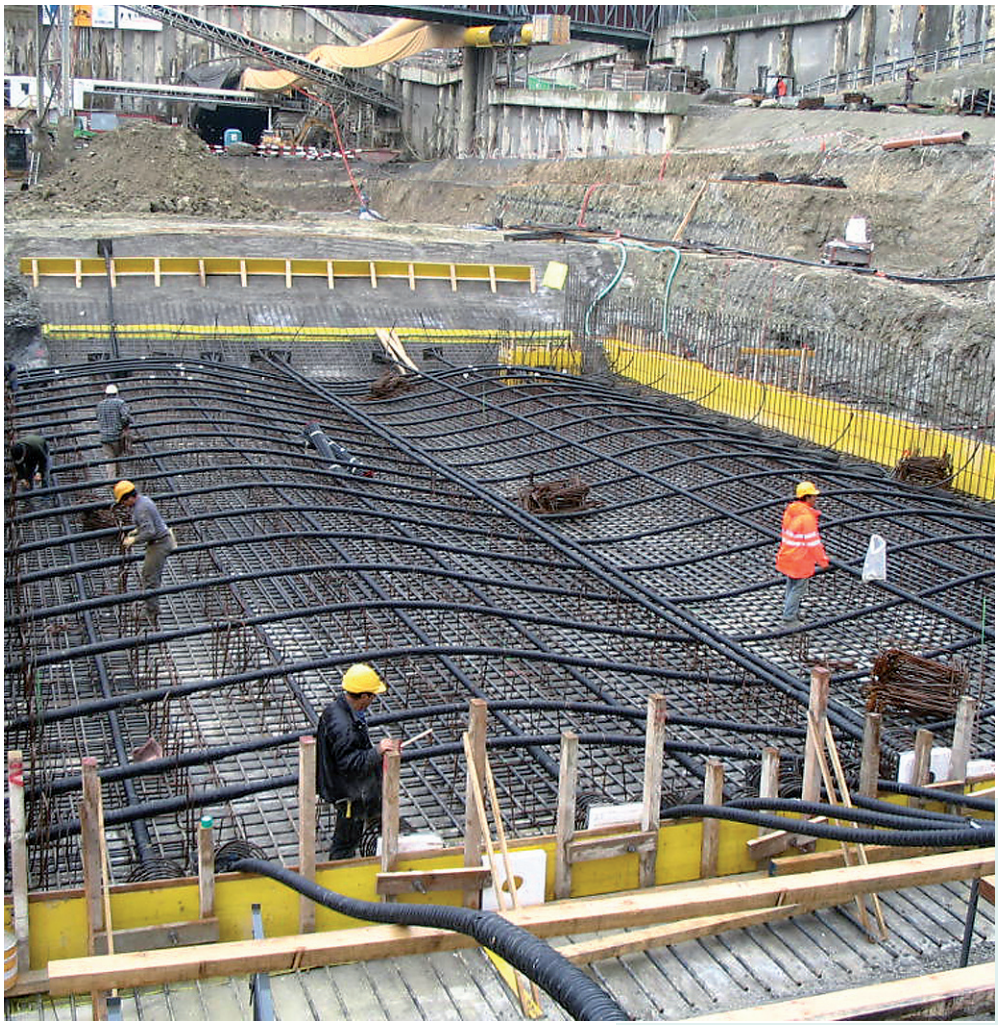
Region
Westumfahrung Zürich, Birmensdorf
Nutzung des Bauwerks
- Verbindung der Tunnels Uetliberg und Ettenberg
- Lüftungszentrale der beiden Tunnels
- Werkhof
- Durchleitung des Bachbettes der Reppisch

Bauherr Baudirektion des Kantons Zürich, Tiefbauamt, Abt. National- und Hauptstrassen
Bauunternehmung ARGE Reppischtal, **Federführung** Brunner Erben, Zürich
Projektingenieur: Henauer & Gugler AG, Zürich
Vorspannfirma ARGE Vorspannung RT, Stahlton AG, Zürich / Spannstahl AG, Hinwil / Geniteam SA, Aclens
Bauausführung 2004 bis 2007

Kenndaten

• Gesamtlänge	240m
• Gesamthöhe	23m
• Anzahl Geschosse	4
• Kostenrahmen	67 Mio CHF
• Betonkubatur	67'000 m^3
• Grösste Plattenstärke	1.4m
• Wandstärke	0.7m
• Armierung	7'000 to
• Vorspannung	ca. 60'000m¨ ca. 4200 Kabel ca. 950 to
• Bauzeit	ca. 3 Jahre
• Inbetriebnahme	2008

Herausragende Merkmale
- Kombination eines Tunnelbauwerks, einer Bachdurchleitung, einer Lüftungszentrale, eine Hochbaus und eines «Brückenbauwerks»
- Bauausführung in Koordination mit den anschliessenden Tunnelbaustellen und deren Installationsbedarf



2
Verlegen der Kabel
Mounting the cables



3
Vorbereitete Vertikal-vorspannung
Waiting vertical posttensioning cables

Konstruktion
Die Lüftungszentrale Reppischtal weist eine monolithische Struktur auf, ist auf einen Auftrieb von 14 - 18m Wassersäule dimensioniert und übernimmt die Auflasten einer Überdeckung von 2-15m, inklusive Bachbett der Reppisch. Das Bauwerk ist quer, längs und teilweise vertikal massiv vorgespannt. Die ARGE Vorspannung liefert dazu ca. 4200 Vorspannkabel vom Typ 2350kN, im Bereich der Abfangdecke für das Bachbett der Reppisch kommt der Typ 3700kN zur Anwendung.
Die Lüftungszentrale ist durchgehend als «weisse Wanne» konzipiert. Als Massnahme zur Rissbeschränkung und Dichtigkeit dienen sowohl die früh aufgebrachte Vorspannung als auch ein Beton mit CEM III B, der eine niedrige Hydratationswärme aufweist.
Die Konstruktion muss während des Bauvorgangs gegen 14 bis 18m Wasser-Auftrieb gesichert werden. Dies erfolgt hauptsächlich durch Ballast der bis zu 1.4m starken Bodenplatte. Zusätzlich wird durch eine systematische Wasserhaltung der Auftrieb verringert.

Structure
The Reppischtal Ventilation Plant is a monolithic structure and is dimensioned for uplift forces corresponding to a 14m to 18m water column and carries the surcharge loading of cover material of 2m to 15m, including the Reppisch river bed. The structure is heavily prestressed transversely, longitudinally and partially vertically. The consortium ARGE Vorspannung (Consortium post-tensioning) is supplying 4200 post-tensioning cables of type 2350kN, while in the region of the supporting slab for the Reppisch river bed, the type 3700kN is used.
The concept for the ventilation structure is a continuous «white bowl». The early application of prestressing together with a CEM III B concrete, which exhibits low heat of hydration, serve as a measure to limit cracking and provide waterproofing.

Die Reppisch wird während der Bauzeit auf einer provisorischen Stahlbrücke über die Baustelle hinweggeführt. Diese Brücke weist neben einem eigentlichen Bachbett auch eine Fischtreppe auf, um den Bachforellen den Zugang zu ihren Laichplätzen zu erlauben.

Bauausführung

Installation Tunnelbau

Die beiden Tunnelportale grenzen unmittelbar an die Lüftungszentrale. Die Geologie der beiden Hügel Uetliberg und Ettenberg weist Lokkergestein und Molassefels auf, welche mit Tunnelbohrmaschinen (TBM) durchörtert werden können. Beide Tunnelabschnitte weisen zwei Röhren auf, welche jeweils von der selben TBM gebohrt werden. Dies bedeutet, dass mindestens ein Wendeplatz pro TBM zur Verfügung stehen muss. Dies wiederum bedeutet, dass das Bauwerk der Lüftungszentrale in der Zeit zwischen der Arbeit an der ersten und der zweiten Röhre eine Plattform für das Wenden und den Unterhalt der TBM bieten muss. Diese Bedingung steuerte wesentlich das Bauprogramm der betrachteten Baustelle.

Bau-Abschnitte

Die Freiheit in der Etappenbildung war also eingeschränkt. Der Bauvorgang wurde so gewählt, dass die Randbedingungen eingehalten werden können, auch wenn dies zeitweise zusätzliche Umstellungen erfordert.

During construction the structure has to be designed to resist uplift pressures equivalent to 14m to 18m head of water. This is achieved mainly by means of the ballast of the up to 1.4m thick foundation slab. The uplift can also be reduced by means of systematic groundwater control.

During the construction period the Reppisch is diverted over a provisional steel bridge. Besides a river bed this bridge also has fish steps, which allows brown trout access to their spawning grounds.

Execution

Tunnelling Installations

Both tunnel portals border on the ventilation structure. The geology of the two hills Uetliberg and Ettenberg consists of soil and Molasse rock, through which the tunnelling machines (TBM) are able to cut. Both tunnel sections have twin tubes, which are bored by the same TBM. This means that there has to be at least one crossover place per TBM. This again means that in the time between the work on the first and second tubes the ventilation structure must provide a platform for turning the machine around and for maintenance of the TBM. This condition governs to a large extent the construction programme for the construction sites.

Construction Stages

Thus the freedom in planning the construction stages was restricted. The construction process was chosen such that the boundary conditions could be maintained, even when this caused additional rearranging of the programme at times.

Project data

Region
West Bypass Zurich, Birmensdorf
Purpose of the structure
- *Connecting the tunnels Uetliberg and Ettenberg*
- *Ventilation plant for both tunnels*
- *Maintenance depot (oder ist «Operation centre» gemeint???)*
- *Rerouting the Reppisch river bed*

Owner *Construction Authority of Canton Zurich, Office of Civil Engineering, Dept. National Highways and Main Roads*
Main Contractor *ARGE Reppischtal,* ***Lead Management*** *Brunner Erben, Zürich*
Design Engineers *Henauer&Gugler AG, Zurich*
Prestressing firm *ARGE Vorspannung RT, Stahlton AG, Zürich / Spannstahl AG, Hinwil / Geniteam SA, Aclens*
Execution *2004 to 2007*

Structure data

• Total length	240m
• Total height	23m
• Number of floors	4
• Overall costs	67 Mio CHF
• Volume of concrete	67'000 m^3
• Maximum slab thickness	1.4m
• Wall thickness	0.7m
• Reinforcement	7'000 to
• Post-tensioning	ca. 60'000m¨ ca. 4200 cables ca. 950 to
• Construction period	ca. 3 years
• Putting into operation	2008

Outstanding features
- *Combination of a tunnel structure, a river diversion, a ventilation plant, a building and a «bridge structure»*
- *Execution in coordination with the adjoining tunnelling works and their installation requirements*

Betontechnologie und Vorspanntechnik

Wärme

Bei grossen Betonkubaturen stellt die anfallende Hydratationswärme ein erhebliches Problem dar. Die Ableitung der Wärme wird durch die grosse Masse und die relativ kleine Oberfläche reduziert und führt zu einem starken Erwärmen des jungen Betons. Dies beschleunigt zusätzlich den Abbindevorgang. Dieser Mechanismus kann zu Schädigungen des Betons führen durch übermässiges Schwinden, Zwängungen, usw.
Um die Wärme zu begrenzen wird in der Lüftungszentrale spezieller Zement verwendet, der sich durch eine niedrige Hydratationswärme-Entwicklung und ein relativ langsames Abbinden auszeichnet.

Rissebildung

Die Idee einer «weissen Wanne» besticht durch die nicht mehr notwendige Abdichtung des Gebäudes. Auf der anderen Seite erhält damit die Dichtigkeit des Betons und dessen Rissefreiheit eine zusätzliche Bedeutung. Es galt also einen Bauvorgang zu wählen, der alle diese Bedingungen einhält.

Concrete Technology and Prestressing

Heat

In the case of large concrete volumes the heat of hydration produced is a big problem. The conducting away of the heat is reduced due to the large mass and the relatively small surface area and leads to a considerable heating up of the fresh concrete. This in addition accelerates the setting process. The mechanism can damage the concrete due to excessive shrinkage, constraints, etc.
In order to limit the heat generation in the ventilation structure special cement is used that is characterized by a low hydration heat development and a relatively slow setting process.

Crack Formation

The idea of a «white bowl» was attractive because it is no longer necessary to waterproof the structure. On the other hand the waterproofing of the concrete and making it crack-free acquires greater significance. Thus it was necessary to choose a construction process that complies with all these conditions.



4
Verlegen der Hüllrohre
Placing the ducts

Dichtigkeit
Bereits die Früh-Rissebildung wird durch eine erste Spannetappe weitgehend verhindert. Im späteren Zeitpunkt sorgen die vollen Vorspannkräfte für eine weitgehende Rissefreiheit des monolithischen Gebäudes.

Festigkeit
Die Festigkeitsentwicklung lässt im frühen Zeitpunkt der ersten Spannetappe nur relativ kleine Druckspannungen zu. Aus diesem Grund werden übergrosse Ankerplatten eingesetzt, welche die Spannkraft möglichst breit verteilen.

Bauablauf

Die erste Spannstufe wird im Sommer nach ca. 4 Tagen aufgebracht, zum Zeitpunkt, da der Beton eine minimale Würfeldruckfestigkeit von 14 N/mm^2 aufweist.
Im Winter ist dies erst nach ca. 7 Tagen der Fall, was den Baufortschritt natürlich verlangsamt.

Vorspanntechnik

Einstossen,
oder werksgefertigte Kabel
Die Spannkabel weisen sehr unterschiedliche Längen auf. Während die Kabel der Fundament- und Deckenplatten in der Grössenordnung von 20m liegen, bewegen sich die Wandkabel nur im Bereich von ca. 10m. Dadurch entsteht eine grosse Anzahl gleicher Kabel, welche in der Werkstatt rationell und gesichert hergestellt werden können. Auch der Transport gestaltet sich durch die leichten Kabel einfach. Diese Kabel werden auf Bobinen oder geschlauft angeliefert und meistens direkt ab den Lastwagen verlegt. Die langen Kabel werden hauptsächlich durch Einstossen auf der Baustelle hergestellt, was eine direkte Anlieferung des Spannstahls erlaubt und damit Transportkosten spart. Allerdings benötigt man dabei mehr Montagezeit, was beim sehr gedrängten Bauprogramm zu Engpässen führen kann.

Waterproofing
Already the first cracks to form were largely prevented by the first prestressing stage. At a later stage the complete prestressing forces will provide a crack-free monolithic structure.

Strength
The development of strength in the first prestressing stage only allows relatively small compressive stresses. For this reason oversize anchor plates are used, which distribute the prestressing force over as large an area as possible.

Construction Programme

The first stage of prestressing will be applied in summer after about 4 days after casting, when the concrete reaches a minimum cube strength of 14 N/mm^2.
In winter this is the case only after 7 days, which of course slows down the construction process.



5
Abschnitt um Abschnitt
Sector after sector



6 Armierung und Kabel für die Bodenplatte
Reinforcement and cables for the foundation plate

Kabeldimensionen
Die Standardgrösse für diese Baustelle sind Drahtkabel Stahlton-BBRV 2350 und Stahlton-BBRV 3700, resp. Litzenkabel 12 x 0.6", oder 19 x 0.6".
Die Ankerplatten müssen, wie unter Punkt 4 erwähnt die frühen Spannkräfte in den Beton einleiten. Um diesen zu schonen betragen die Masse der Platten 425 x 425 x 55mm, resp. 535 x 535 x 70mm.

Korrosionsschutz
Alle Kabel erhalten ein Hüllrohr aus Kunststoff. Sie werden im Korrosionsschutzkategorie b ausgeführt und weisen also keine vollständig isolierte Hülle auf. Die Kunststoffhüllrohre ergeben jedoch auch ohne elektrische Überwachbarkeit eine klare Erhöhung der Dauerhaftigkeit.

Prestressing Technology

Assembling cables on site or use of prefabricated cables
The post-tensioning cables vary greatly in length. Whereas the cables for the foundation and the floor slabs are around 20 m in length, those for the walls are only around 10m long. Thus there are a large number of cables of approximately the same length that can be manufactured more rationally and reliably in the factory. The transport is no problem because the cables are light. The cables are delivered on spools or rolled up and are usually placed directly from the lorry.
The long cables are mainly assembled on site, permitting direct delivery of the prestressing steel and thus saving transport costs. On the other hand, this requires more time at site for assembly, which can lead to bottlenecks if the construction schedule is very tight.

Cable dimensions
The standard sizes for this site are the wire cables Stahlton-BBRV 2350 and Stahlton-BBRV 3700 or strand cables 12 x 0.6" or 19 x 0.6". The anchor plates, as mentioned under point 4 above, have to transmit the initial prestressing forces to the concrete. To protect the concrete the plate sizes have to be 425 x 425 x 55mm and 535 x 535 x 70mm, respectively.

Level of Protection
All cables are protected in a plastic sheath. They have protection level 2 and thus there are no completely insulated sheaths. The plastic sheaths however, though without electrical monitoring possibilities, exhibit a definite increase in durability.

Autoren / Authors

Robert Bossart, dipl. Ing. ETH / SIA,
Stahlton AG, Riesbachstrasse 57,
CH-8034 Zürich 8
robert.bossart@stahlton.ch

Rainer Zünd, dipl.Ing ETH / SIA,
Stahlton AG, Riesbachstrasse 57,
CH-8034 Zürich 8
rainer.zuend@stahlton.ch

Markus Bertschi, Bauführer,
Stahlton AG, Riesbachstrasse 57,
CH-8034 Zürich 8
markus.bertschi@stahlton.ch

Brücken

Ponts

Bridges

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini

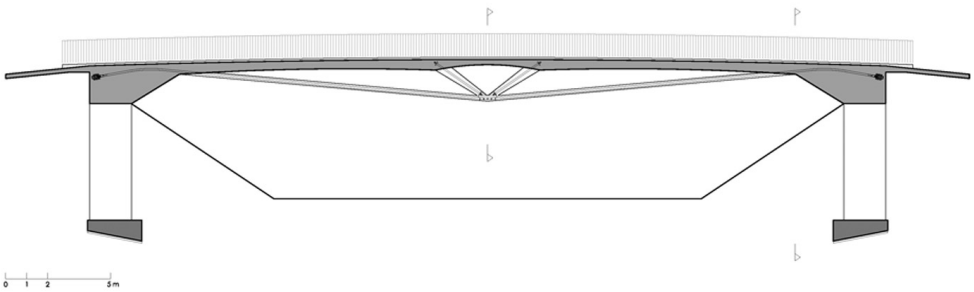
Inserimento nel paesaggio

I tre nuovi ponti realizzati sono il risultato di un concorso di progettazione nell'ambito dello spostamento del fiume Flaz al di fuori del villaggio di Samedan che era a rischio di inondazioni.
La formazione di un nuovo canale sul lato opposto della piana tra Punt Muragl e Gravatscha ha richiesto la costruzione di diversi ponti per ripristinare i collegamenti stradali.



1 Ponte Pradé in servizio
Pradé Bridge in service

I ponti sono inseriti nel paesaggio straordinario della vasta piana di Samedan, nell'alta valle dell'Engadina in Svizzera, da cui si gode di una spettacolare veduta sulle cime delle montagne alpine.
La particolarità del luogo ci ha suggerito un intervento discreto, sensibile alle specifiche caratteristiche topografiche e omogeneo. I tre ponti **(figura 1)** hanno la medesima forma, assottigliata, bassa e differiscono leggermente tra di loro in particolare in relazione alla loro posizione nel piano e quindi alla loro precisa condizione topografica. Nel tratto a monte il nuovo canale scavato nel terreno presenta argini più bassi che nella parte a valle emergono dal piano. La scelta di inarcuare la piattabanda, assumendo ed accompagnando le rispettive pendenze delle rampe d'accesso senza ulteriori rialzi o discontinuità, ha permesso l'inserimento dei manufatti alle quote più basse possibili limitandone l'ingombro e preservando la continuità spaziale e la percezione visiva attraverso il piano.
La forma dei ponti conseguenza della riduzione della stessa al puro principio statico da cui nasce diventa un gesto scevro da formalismi, strutturalmente efficiente e



2 Sezione longitudinale
Longitudinal section

Project data

Owner
Municipality of Samedan, Grison, Switzerland

Design and structural engineering
Ingegneri Pedrazzini sagl, Lugano, Switzerland

Architect
Baserga Mozzetti Architetti, Muralto, Switzerland

Contractor
G. Lazzarini & Co AG Bauunternehmung, Samedan, Switzerland

Introduction

Within the Samedan flood protection project, the Flaz River has been diverted into a new channel from Punt Muragl to Gravatscha. For the racetrack of the Engadin Ski Marathon and some others rural roads, 4 new road bridges have been built.
The present report describes the project ORIZONT, which won the first prize at the public competition organized by the municipality of Samedan in March 2002. With this concept 3 new bridges have been realized: Pradé Bridge, Acla Chuoz Bridge and Gravatscha Bridge are in service since October 2003.

General concept

*The new bridges **(figure 1)** are located in a beautiful landscape, on the large and flat valley floor near the Samedan airport. The site offers an incredible view of the peaks of the Engadine mountains. At the beginning the new channel was excavated into the ground, while continuing in the direction Gravatscha the construction of dams was necessary to control the water of the river.*
Starting with these conditions it was very soon clear that the bridges had to have the following properties:

- *Access to the bridge at the lowest possible level*

di conseguenza interessante dal profilo economico.
La scelta del calcestruzzo armato, quale materiale di costruzione di tutti gli elementi strutturali, conferisce ai ponti la necessaria omogeneità e chiarezza. Questa scelta di materiale, oltre che da riflessioni puramente costruttive ed economiche, prende spunto dalla volontà di allinearsi alla grande tradizione nella costruzione di ponti in calcestruzzo del Canton Grigioni.

Principio strutturale

La struttura portante dei ponti consiste in un particolare ed efficiente telaio composto dagli elementi seguenti **(figura 2):**

- due piedritti poggianti su una piastra di fondazione
- la piattabanda, quale elemento compresso superiore leggermente arcuato
- due tiranti deviati, quale elemento teso inferiore
- quattro aste diagonali, che stabilizzano la piattabanda per l'assorbimento dei carichi variabili

Sottostruttura, terreno di fondazione

La piana di Samedan nella zona dei tre interventi è costituita da due strati principali; sotto uno strato superficiale di sedimenti alluvionali fini costituito principalmente da sabbie e limi parzialmente organici è presente un importante strato alluvionale di vecchia generazione formato da ghiaie pulite e ghiaie limose con ciottoli e massi.
I ponti sono fondati semplicemente ad una profondità di ca. 2m al di sotto del letto del nuovo canale e in falda.

Soprastruttura- Ponte Pradé

Il rapporto di snellezza della struttura é approssimativamente L/h = 20.
La pendenza longitudinale massima vale i = 3% in corrispondenza delle spalle. La quota superiore della piattabanda disegna un cerchio di raggio costante R = 589.0 m, mentre l'asse della piattabanda é di forma parabolica.

In this way the access ramps, which run perpendicular to the channel, remain sufficiently small. This aspect is important in order not to interrupt the depth of the natural plain.
To realize this it has been decided to slightly curve the bridge deck. The slope at the end of the bridge corresponds with that of the access roads.
- *Simple structure*

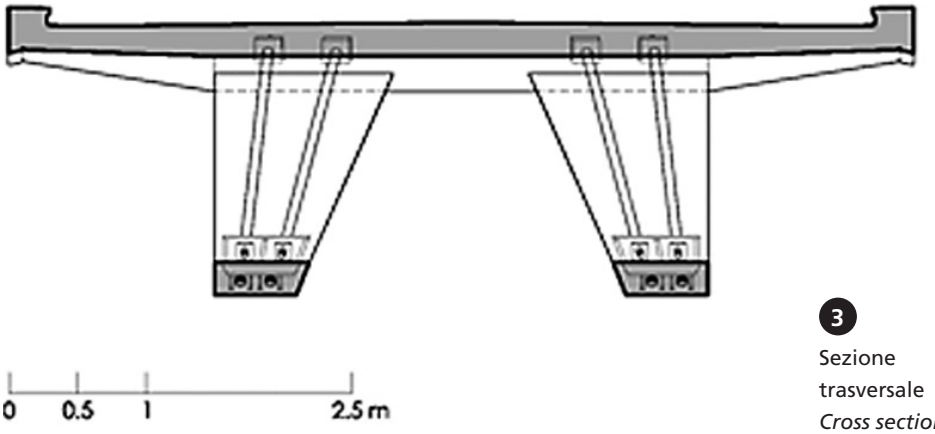
In this situation it has no sense to create an bold design, because on the one hand the presence of the natural landscape is very strong and on the other hand the size of the bridges is constrained by the surroundings.
To achieve these objectives a structure was designed with few elements and clearly defined, whether in shape or in function: a light construction, which brings out the transparency at the place, without spoiling the landscape. At the same time it is a tactful design, which does not try under any circumstances to hide itself or to camouflage itself in its surroundings.
The choice of reinforced concrete, which is the construction material for all the structural elements, gives the bridges homogeneity and clarity. This material choice arises, besides purely technical and economically very important aspects, from the desire to keep to the tradition of the Grisons in the sphere of bridge building.

Structural concept

*The structure of the bridge is a special and very efficient portal frame, which is composed of the following elements **(figure 2):***
- *Two abutment walls, which are built over a foundation slab*
- *The deck as an upper compressed element*
- *Two prestressed tension ties*
- *Four diagonals, which stabilize the deck under the action of variables loads*

Superstructure – Pradé Bridge

The ratio of beam's length and beam's height L/h is approximately 20.
The maximum longitudinal slope is at the abutments and corresponds to i = 3%. The rise height of the deck forms part of a circle with a constant radius of 589.0 m. The axis of the deck, on the other hand, has a parabolic form. The diagonal ties give the deck the necessary rigidity to absorb the variable loads.
*The deck has a solid cross section **(figure 3)** of constant thickness in the central part and grows thinner towards the edges. Longitudinally the thickness of the central part varies from a minimum of 25 cm in the middle of the bridge to a maximum of ca. 50 cm at the connection with the diagonals and the portal node.*
The tension ties have a trapezoidal section (22 cm x 60 cm) and are made of prestressed concrete.



3
Sezione trasversale
Cross section



4
Vista del Ponte Pradé in construzione
General view of Pradé Bridge in construction

La sezione trasversale della piattabanda é massiccia di spessore costante nella parte centrale e rastremata in direzione dei cordoli **(figura 3).** Longitudinalmente lo spessore varia da un minimo di 25 cm al centro del ponte fino a ad un massimo di 50 cm nelle zone di connessione con le diagonali e le spalle.

I tiranti in calcestruzzo armato precompresso hanno sezione trapezoidale (22cm x 60 cm). Al loro interno sono inseriti 2 cavi di precompressione (12 DYL150, P0 = 2'230 kN) le cui teste mobili sono ancorate nei nodi del telaio alle spalle, protette dalla soletta di assestamento **(figure 2+4).**

Le diagonali hanno sezione rettangolare e variano nelle dimensioni da un minimo di 28 cm x 69 cm alla connessione col tirante ad un massimo di 52 cm x 125 cm nella parte superiore. Al loro interno due stanghe di precompressione (GS Ø36 mm, St 1080/1230, P0 = 874 kN) mantengono la sezione allo stato non fessurato sotto l'azione di qualsiasi carico.

*Each element contains 2 post-tensioning cables (12 DYL150, P0 = 2'230 kN). The mobile anchorages of the cables are fixed in the portal corner **(figures 2+4).***

*The diagonals are made of prestressed concrete. Prefabricated reinforcement cages are welded to the steel deviation plate which is located at the connection point with the tension tie **(figure 5)**. In order to maintain a good stiffness each diagonal is prestressed with a bar (GS Ø36 mm, St 1080/1230, P0 = 874 kN). The cross section varies between 28 cm x 69 cm for the lower part and 52 cm x 125 cm for the connection with the deck. The diagonals were cast on site. The reinforcement cages are galvanized.*

Construction

*During the construction of the bridges the work on the excavation and the sides for the new Flaz channel were in progress, so it was possible to erect the formwork directly on the soil, a few metres below the deck **(figure 4).***

After the excavation work and the construction of the foundation slab and abutment walls it was

Procedimento Costruttivo

La costruzione dei tre nuovi manufatti è avvenuta parallelamente ai lavori di scavo ed arginatura del nuovo canale by-pass del fiume Flaz. Questa particolarità è stata sfruttata per poggiare la centinatura direttamente sul terreno pochi metri sotto la piattabanda **(figura 4).**

Dopo lo scavo e la costruzione delle piastre di fondazione, dei piedritti e dei nodi del telaio è stata preparata la casseratura dei tiranti. Questi sono stati gettati una volta posizionata la gabbia d'armatura delle diagonali **(figura 5).**

In successione si è poi proceduto al getto delle diagonali, alla casseratura e al getto della piattabanda. La tesatura dei cavi di precompressione è avvenuta in tre fasi; 30% dopo 3 giorni, 70% dopo 8 giorni e successivo disarmo, 100% a 28 giorni a getto dei cordoli avvenuto.

Considerazioni finali durevolezza

La durevolezza della struttura dei ponti è sempre stata alla base delle scelte progettuali operate. L'efficienza stessa del sistema struttu-

possible to prepare the formwork for the tension ties. Before casting the tension ties, the reinforcement cages of the diagonals were placed. After casting the diagonals, the formwork for the deck was mounted and then casting took place. The tensioning of the cables followed in three steps: 30% after three days, 75% after eight days with subsequent striking of formwork, 100% after 28 days after casting of the edges.

The correct behaviour of the structure has been controlled on the basis of simple deformation measurements before and after the tensioning phases, before and after striking the formwork and before and after laying the paving of the deck of the bridge. The measured values of vertical deformation were very close to the calculated ones.

Final considerations, durability

The durability of the structure has always been at the centre of all our project choices.

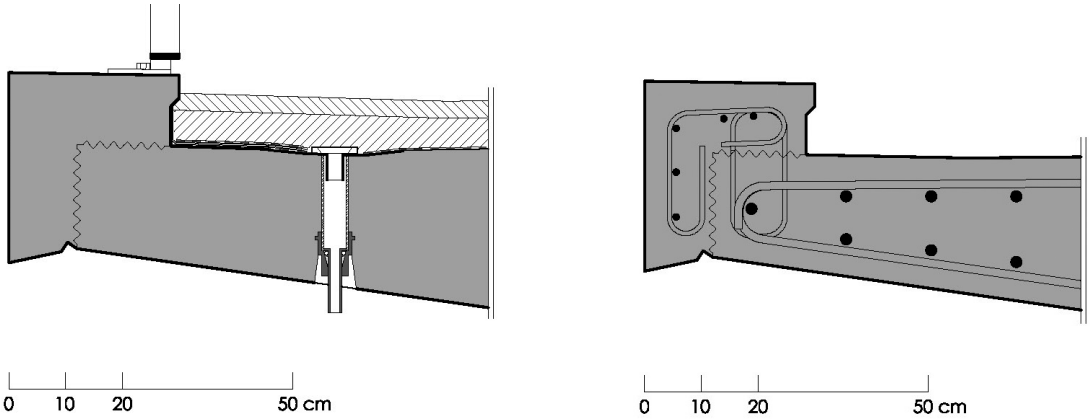
The efficiency of the structural system guarantees the uncracked



5

Nodo di connessione tirante-diagonali prima del getto

Connection node diagonals-tension ties before casting



6

Particolare cordoli (finiture e armatura)
Detail edges (finitures and reinforcement)

rale garantisce lo stato non fessurato della piattabanda sotto l'azione dei carichi permanenti. Con la giusta scelta delle forze di precompressione, i tiranti e le diagonali si trovano allo stato non fessurato in qualsiasi situazione di carico.
La piattabanda è protetta da un manto bituminoso polimerico dello spessore di 5 mm connesso ai cordoli mediante una banda in PVC incollata con resina bicomponente.
La struttura è monolitica; non sono stati impiegati né giunti di transizione né apparecchiature d'appoggio.
Per gli elementi esposti quali i cordoli **(figura 6)** e i tiranti è stato utilizzato acciaio d'armatura resistente alla corrosione (X2CrNi12 acciaio TOP 12, Nr. 1.4003 secondo EN 10088).

state of the deck under dead loads. The deck is protected by a 5 mm dick bituminous polymeric membrane, which is connected to the edge with a PVC band glued with a 2-component epoxy resin. The structure is monolithic, and no transition joints and no bearings were employed.

*For exposed elements such as the edges **(figure 6)** and for the tension ties, corrosion-resistant reinforcing steel (X2CrNi12 steel TOP 12, Nr. 1.4003 according to EN 10088) has been used.*

Autore / Author

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini
Ingg. civili dipl. ETHZ/SIA
INGEGNERI PEDRAZZINI sagl
via delle Scuole 1
CH-6900 Lugano
ingegneri@pedrazzini.com

Dati di progetto principali

Committente	Comune di Samedan, Grigioni, Svizzera
Ingegnere civile	Ingegneri Pedrazzini sagl, Lugano, Svizzera
Consulente architettonico	Baserga Mozzetti Architetti, Muralto, Svizzera
Impresario costruttore	G. Lazzarini & Co AG Bauunternehmung, Samedan, Svizzera

Dati principali / Main data

	PRADÉ BRIDGE	ACLA CHUOZ BRIDGE	GRAVATSCHA BRIDGE
Luce: **Span[m]:**	38.0	33.0	30.0
Larghezza: **Width [m]:**	6.6	6.6	4.6
Acciaio: **Steel [t]:**	37.9	33.2	23.8
Calcestruzzo: **Concrete [m³]:**	201.7	173.8	107.7
Costo: **Cost* [CHF]:**	800'000	700'000	450'000
Costo: **Cost [CHF/m²]:**	3'200	3'250	3'350
Entrata in servizio: **Service date:**	October 2003	October 2003	October 2003

* Ottobre 2003/*October 2003*

Aldo Bisetti, Bernard Houriet, Olivier Dahenne, Olivier Simon-Vermot

Préambule

Dans le cadre de la réalisation du Métro m2-lot 1300 à Lausanne, le choix de franchir le vallon du Flon à l'axe du pont Bessières, ouvrage historique bientôt centenaire, constitue un défi technique sans précédent.

La travée principale du pont Bessières, constituée d'un arc métallique de 80 m de portée, est équilibrée par deux contre-voûtes latérales en maçonnerie de 15 m de portée.

L'ouvrage repose sur deux piles massives de forme trapézoïdale.

Le franchissement à l'axe du pont Bessières, à mi-hauteur des piles, porte une atteinte importante au système porteur de l'ouvrage existant. La capacité portante des piles est en effet réduite de moitié par l'aménagement d'une ouverture rectangulaire et la station Bessières supprime la majeure partie de la fondation de la contre-voûte . **(figure 1)**

Conception des ouvrages

Pont St-Martin

D'une longueur totale de 85 m, l'ouvrage présente une structure monolithique flottante dont le tablier est réalisé sur cintre fixe.

L'implantation de la travée centrale de 32m répond à la structure métallique à âme pleine du pont Bessières. Les réactions d'appuis au droit des deux culées visitables sont reportées à l'axe des piles du pont existant. Le recours à un système flottant permet de limiter au maximum les interactions avec la structure du pont Bessières.

La section transversale du tablier est constituée d'une auge à inertie variable dont les bordures, pleinement intégrées à la structure porteuse, permettent de réduire sensiblement la hauteur statique de l'ouvrage. Ces bordures sont interrompues devant les piles du pont Bessières afin de limiter l'entaille nécessaire à leur franchissement.

La conception des piles est dictée par l'exigence de réduire au maximum leur emprise au sol ainsi que par le souci de maintenir une bonne transparence de l'ouvrage dans le sens longitudinal. L'évasement en tête des piles répond aux légères voûtes du tablier et souligne une transmission harmonieuse des sollicitations.

Les piles sont fondées sur deux pieux forés tubés (diamètre 1.3 m) de 7m de longueur fichés dans la molasse.

Traversée des piles Bessières

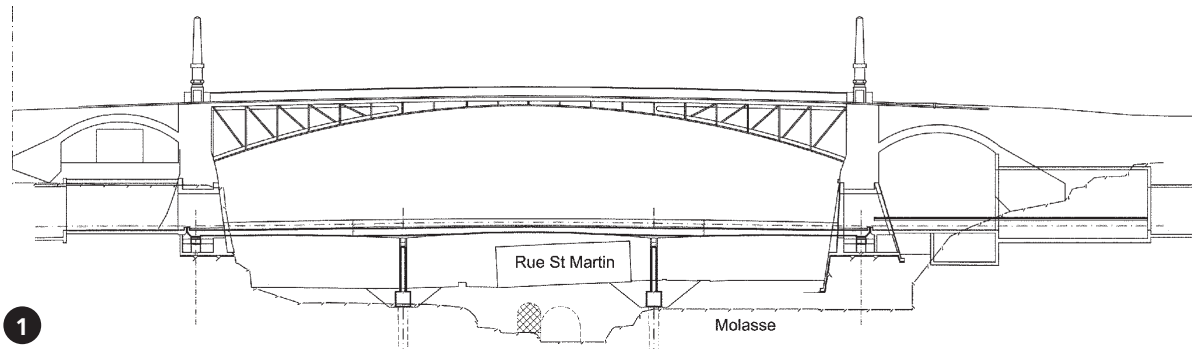
A l'exception de quelques adaptations aux particularités de chaque pile, la méthode adoptée pour la traversée des piles Caroline et Cathédrale est identique. Ces piles comprennent une maçonnerie de parement en pierres de taille appareillées et un noyau composé d'éclats de moellons, de pierres et de mortier. Ces matériaux comportent des vides et présentent une résistance très faible à la traction.

Introduction

In the context of the construction of the m2 Metro (section 1300) in Lausanne, the choice of crossing the Flon valley on the same axis but underneath the Bessières Bridge constitutes an unprecedented technical challenge.

The main span of the Bessières Bridge is an 80 m steel arch which is balanced by two lateral masonry vaults with a 15 m span.

The structure rests on two massive trapezoidal pillars.



1

The new crossing following the axis of the Bessières Bridge at mid-height of its pillars has significant consequences on the load-bearing system of the existing structure. The cross section of the pillars is halved by the creation of a rectangular opening. In addition, the new Bessières subway station leads to the elimination of most of the foundation of the side vault. ***(figure 1)***

Structural design

St-Martin Bridge

With a main span of 85 m, the structure is a monolithic floating bridge. Its deck is cast on fixed scaffolding.

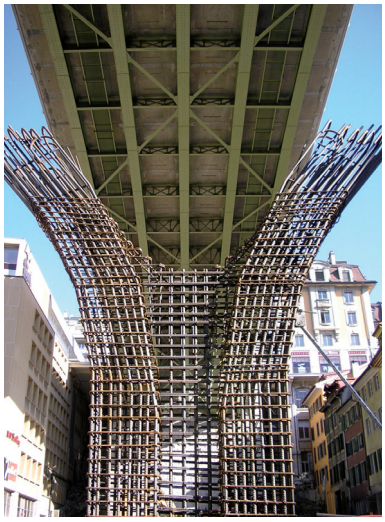
The layout of the 32 m central span corresponds to the steel web plate girder of the Bessières Bridge. The vertical reactions at the two accessible abutments are introduced at the axis of the pillars of the existing bridge. The use of a floating superstructure allows li-

La méthode d'excavation retenue repose sur des principes développés pour les travaux souterrains : elle prévoit un renforcement préalable de la pile, une excavation par étapes et une mise en place progressive du soutènement.
Le renforcement des piles est réalisé à l'aide de tirants, de barres et de profilés scellés dans la maçonnerie. Des tirants transversaux (10 câbles 16T13S situés au-dessus de l'ouverture) assurent la reprise des efforts de déviation induits par l'ouverture. Des barres transversales et longitudinales, (diamètre 32 mm) sont mises en place dans les piliers résiduels situés de chaque côté de l'ouverture afin d'assurer un frettage horizontal et améliorer la résistance au cisaillement de la maçonnerie. Des profilés métalliques HEB, implantés

miting the interaction with the structure of the Bessières Bridge.
The deck cross section is a trough with a variable depth with integrated parapets that allow a significant reduction of the depth of the girder. The parapets are interrupted on either side of the pillars of the Bessières Bridge to limit their weakening caused by the crossing of the new bridge.
The conceptual design of the new piers was governed by the necessity to limit their footprint to the minimum required and by the need to keep a satisfactory transparency of the bridge in its longitudinal direction. The widening of the piers at the top corresponds to the slightly arching shape of the deck and emphasises the harmonious transmission of internal forces between them.

The piers are supported on two bored piles (diameter 1.3 m) with a length of 7 m that are fixed in the underlying rock (molasses).

Crossing the pillars of the Bessières Bridge
Except for some adaptations related to peculiarities of each pillar, the method used for both crossings was identical. The pillars consist of a stone masonry cladding and a core of broken masonry stones, stones and mortar. These materials contain voids and exhibit a very low tensile strength.
The selected excavation method rests on principles developed for underground works: after a preliminary strengthening of the pillar, the excavation was executed in stages with a progressive introduction of shoring.



2
Pont St. Martin
St. Martin Bridges

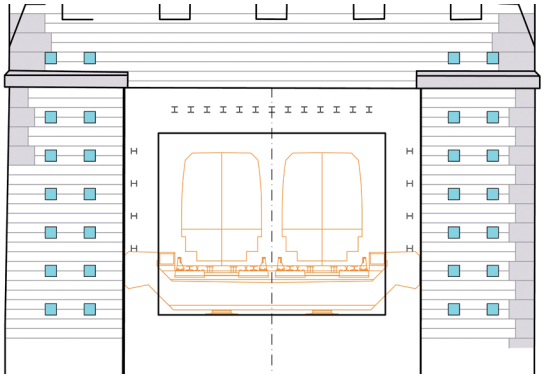


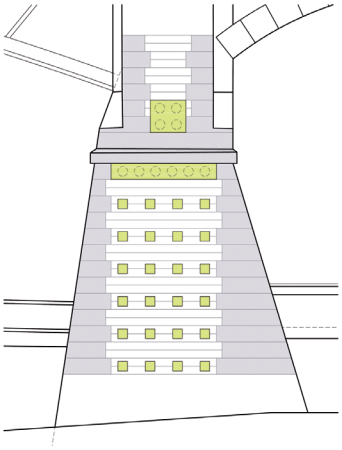






3 Traversée des piles du pont Bessières
Crossing the Bessières bridge pillars





autour de l'excavation, agissent à la manière d'une voûte parapluie. Tous les éléments métalliques de renforcement sont scellés par injections dans la maçonnerie. Les tirants sont précontraints en 2 étapes à 0,7 ftk et équipés d'une isolation électrique. Les barres sont légèrement précontraintes mais seuls les éléments longitudinaux sont isolés électriquement. La mise à terre des barres transversales est réalisée par connexion à l'armature du cadre en béton.

L'excavation dans les piles et la mise en place du cadre en béton armé sont réalisées de manière progressive, en commençant par les éléments d'extrémité, rigides et fortement armés. La partie centrale, réalisée à l'abri de la voûte parapluie, est ensuite subdivisée et le cadre en béton, rigide et bien armé transversalement, est progressivement complété. Le banc de culée et la chambre de visite sont finalement réalisés à l'intérieur du cadre en béton.

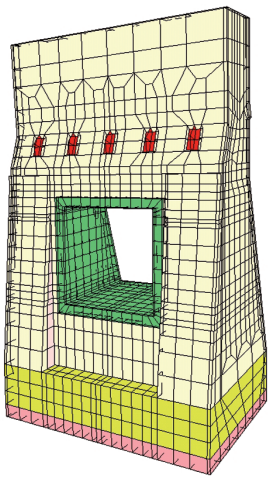
Les têtes de tirants sont noyées dans un sommier en béton qui permet de répartir les efforts dans la maçonnerie, de cacher les imperfections de mise en place et d'assurer la durabilité des éléments métalliques de renforcement. Les têtes des barres sont protégées à l'aide de plaques préfabriquées en béton polymère. Tous ces éléments d'ancrage en béton sont disposés de manière régulière et harmonieuse par rapport à la corniche et au chaînage des pierres d'angle.

The pillars were strengthened by the introduction of tendons, bars and steel elements fixed in the masonry. Transverse tendons (10 cables 16T13S located above the opening) resist the deviation forces induced by the opening. Transverse and longitudinal reinforcing bars (diameter 32 mm) are placed in the remaining part of the pillars on either side to ensure a horizontal confinement and to enhance the shear capacity of the masonry. W-shaped steel elements placed around the excavation function as an umbrella vault.

All steel strengthening elements are grouted by injection in the masonry. The tendons were prestressed in two stages to 0,7 ftk and electrically insulated. The reinforcing bars were slightly prestressed, but only the longitudinal elements are electrically insulated. The electrical grounding of the transverse reinforcing bars is provided by a connection to the reinforcing steel of the reinforced concrete frame.

The excavations of the pillars and the casting of the reinforced concrete frame were executed in stages, starting with the side elements, stiff and heavily reinforced. The central part, built under the protection of the umbrella vault was then excavated and the central part of the stiff and transversally well reinforced concrete frame was progressively completed. The concrete support beam and the inspection chamber were finally created within the concrete frame.

The tendon heads are incorporated in a concrete head beam that allows spreading the forces into the masonry, hiding execution imperfections and ensuring the durability of the steel reinforcing elements. Bar heads are protected by precast polymer concrete plates. All anchoring elements are evenly spaced and coordinated with the cornice and the chaining of the corner stones.





4 Traversée des piles du pont Bessières
Crossing the Bessières bridge pillars

Station Bessières
D'une longueur totale de 33 m, cette station se divise en deux zones distinctes. Une première partie ouverte est logée sous la contrevoûte existante du pont Bessières. Elle comprend les escaliers, les ascenseurs et un passage inférieur qui assurent la desserte de la station. Une deuxième partie souterraine est excavée dans la culée du pont Bessières ainsi que dans les terrains meubles et la molasse situés sous le carrefour Caroline. Cette partie comprend uniquement les quais d'accès au métro.
La construction de cette seconde partie est délicate puisqu'elle supprime une part importante de la culée du pont Bessières et rencontre, dans sa partie terminale, des matériaux de remblayage de qualité médiocre. Ces conditions nécessitent la mise en place préalable d'une voûte parapluie et le recours à une excavation en section divisée.
Par opposition à une exécution conventionnelle, cette voûte parapluie est cylindrique et sa mise en place est réalisée en une seule volée de 21 m, entièrement terminée avant les travaux d'excavation. Elle se compose de tubes métalliques scellés au coulis de ciment et de boulons autoforeurs scellés à la résine dans les zones géologiquement défavorables.
Réalisés à l'abri de cette voûte, les travaux débutent par l'excavation à la haveuse de deux galeries latérales. Le soutènement de ces galeries, mis en place à l'avancement, se compose de cintres et de béton armé coulé sur les parois extérieures ainsi que de cintres et de béton projeté muni de fibres sur les parois intérieures provisoires. L'excavation de la calotte permet de fermer le soutènement de voûte de la station et l'excavation du stross achève l'ouverture de la section. Chaque phase d'excavation comprend la mise en place d'un blindage du front de taille adapté aux conditions géologiques.
Le revêtement de la station est constitué d'un anneau de béton armé. Le radier contrevoûté assu-

Bessières Station
With a length of 33 m, the station is divided into two separate areas. The first part is in the open, underneath the existing lateral masonry vault of the Bessières Bridge. It includes the stairs, the elevators and an underpass connecting the station to the city streets. The second part is underground, excavated in the abutment of the Bessières Bridge and in the loose soil and the rock underneath the Caroline intersection. This part mainly includes the platform of the metro.
The construction of the second part is difficult, because it removes an important part of the abutment of the Bessières Bridge, and crosses, in its end part, backfill material of poor quality. These conditions required that an umbrella vault be executed before the excavation, which was performed on parts of the section at a time.
Compared to a conventional execution method, this umbrella vault is cylindrical, and it was executed in a single pass of 21 m, entirely completed before the beginning of the excavation work. It consists of steel tubes injected with cement grout and self-drilling bolts sealed with resin in low quality geological zones.
Under the protection of this vault, the works started by the excavation with a mechanical cutter of two lateral galleries. The support of these galleries consisted of cast in place reinforced concrete arches and walls on the outside wall and sprayed fibre concrete arches and walls on the temporary inside walls. The excavation of the crown allowed closing the station vault. The excavation of the central part completed the excavation of the entire section. Each excavation stage included the placement of sheeting adapted to the local geological conditions.
The lining of the station consists of a reinforced concrete ring. The curved bottom slab ensures the stability of the tracks and resists pressures induced by water and soil swelling. The crown and side walls are equipped with a waterproofing membrane and a drainage system collects and discharges incoming groundwater.

Modelling and monitoring

Two computational models were used to evaluate the structural safety of the pillars during the excavation and after the entire opening had been created in the pillars. The first model is a simple model including struts (masonry) and ties (steel reinforcing elements) and the second one is a 3D finite element model to simulate all construction stages. ***(figure 5)***
The second, more refined finite element model allowed estimating the stress changes and deformations induced by the excavation.
The station area was modelled with various 2 D and 3D models to estimate the surface settlements and to design the shoring.
All these models allowed estimating the deformations imposed on the Bessières bridge during the construction work. The analysis demonstrated that the deformations imposed on the steel superstructure and on the masonry side vaults were allowable.
They were also used to establish the monitoring programmes that were applied from the start of the construction.
Deformation measurements made during the construction period showed a good correlation with the values estimated by the computational models.

Execution

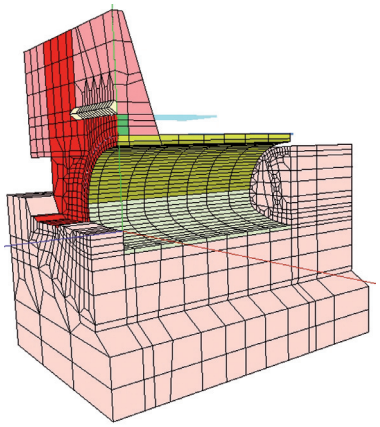
The St-Martin Bridge has harmonious shapes, which are almost all curved. This led the contractor to select a wooden formwork. The central span was cast on a single-use formwork, while the formwork for the side span was used twice. ***(figure 6)***
Amongst the structures of section 1300, every reinforcement, formwork of concreting stage required specific considerations on the

re la stabilité des voies ainsi que la reprise des pressions engendrées par l'eau et le gonflement. La calotte et les piédroits sont munis d'une étanchéité et d'un système de drainage qui assurent la récolte et l'évacuation des eaux du massif.

Modélisation et plan de contrôle

Deux modèles de calcul ont été utilisés pour évaluer la sécurité structurale des piles en cours d'excavation et après réalisation complète de l'ouverture dans les piles. Il s'agit d'une part d'un modèle simple constitué de bielles comprimées (maçonnerie) et de tirants (éléments métalliques de renforcement) et d'autre part d'un modèle 3D aux éléments finis pour simuler toutes les étapes de réalisation.
Le modèle plus sophistiqué aux éléments finis a permis d'estimer également les modifications de contraintes et les déformations engendrées par l'excavation.
Pour la station, différents modèles 2D et 3D aux éléments finis ont servi de base à l'estimation des tassements de surface et au dimensionnement des soutènements. **(figure 5)**

5 Modèles 3D aux élément finis
3D finite element model



Tous ces modèles ont permis d'estimer les déformations que le pont Bessières allait subir durant les travaux. Cette analyse a démontré que les déformations imposées à la voûte métallique et à la contrevoûte maçonnée du pont existant étaient admissibles.
Elle a également servi de base au plan de contrôle et de surveillance mis en œuvre dès le début des travaux.
Les mesures de déformations effectuées lors de la réalisation des travaux présentent une bonne corrélation avec les valeurs estimées au moyen des modèles de calcul.

L'exécution

Sur le plan de l'exécution, le pont St-Martin étant doté de formes harmonieuses certes, mais pratiquement toutes cintrées, le choix de l'entreprise s'est porté sur un coffrage bois. La travée centrale a bénéficié d'un coffrage à utilisation unique, alors que celui des travées latérales a permis au moins une réutilisation. **(figure 6)**
Sur les ouvrages du lot 1300, chaque ferraillage, coffrage ou bétonnage a nécessité une réflexion particulière sur la méthodologie ou les matériaux à utiliser. Au final, il s'agit d'un ouvrage unique, une première mondiale disent certains, composé d'un assemblage de défis journaliers.
L'exécution des travaux de percement des piles et du pont St-Martin, qui s'est achevée le 13 décembre 2005 par le bétonnage de la dernière travée du pont, a touché à l'ensemble des domaines les plus sensibles de la construction: reprise en sous-œuvre, travaux acrobatiques, travaux et coffrages spéciaux, précontrainte, maintien du trafic, exiguïté d'emprise... Un challenge véritablement passionnant!



6 Coffrage
Formwork

Auteures / Authors

Bisetti Aldo
Ingénieur civil dipl. EPFZ SIA GVH
Tramelan SA
Rue de la Paix 30, 2720 Tramelan
aldo.bisetti@gvh.ch

Houriet, Bernard
Ingénieur civil dipl. EPFZ SIA
Dr. dès sciences techniques
GVH Tramelan SA
Rue de la Paix 30, 2720 Tramelan
bernard.houriet@gvh.ch

Olivier Dahenne
Ingenieure ESTP Paris
Losinger Construction SA
Route de Renens 1
CP 304, 1030 Bussigny
o.dahenne@losinger.ch

Olivier Simon-Vermot
Ingénieur civil dipl. EPFL
Losinger Construction SA
Route de Renens 1
CP 304, 1030 Bussigny
o.simon@losinger.ch

methodology or materials to be used. The final result is a unique structure, some say a world first, resulting from a series of daily challenges.
The excavation works of the pillars of the Bessières Bridge and the construction of the St-Martin Bridge were completed on Dec. 13th, 2005 by the casting of the last span of the bridge. It involved all the most sensitive aspects of construction: excavation under existing structures, acrobatic works, special types of formwork, prestressing, working while maintaining traffic, limited construction area... A truly fascinating challenge!

Participants

Owner
Métro Lausanne-Ouchy SA
Engineers
Groupement GEMEL
(GVH Tramelan SA - Fellrath
et Bosso SA)
Contractors
Losinger Construction SA - Frutiger AG

Intervenants

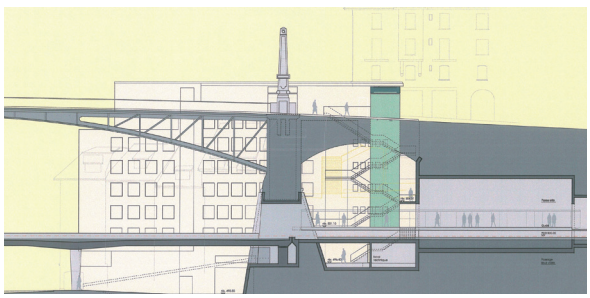
Maître d'ouvrage
Métro Lausanne-Ouchy SA
Ingénieurs
Groupement GEMEL (GVH Tramelan SA - Fellrath et Bosso SA)
Entreprises
Losinger Construction SA - Frutiger AG





7
Pont St. Martin
St. Martin Bridges





Aldo Bacchetta

Einleitung

Die Rhonebrücken bilden das Bindeglied zwischen dem Südportal des Lötschberg Basistunnels und der SBB-Rhonetallinie. Sie wurden im Rahmen des Basistunnels erstellt und über die NEAT finanziert.
Die BLS Alp Transit AG eröffnete am 25. August 1997 den Projektwettbewerb für die Rhonebrücken, woraus am 29. Mai 1998 das vorliegende Projekt der Planergemeinschaft 3K als Sieger erkoren wurde.

Situation

Die beiden einspurigen Bahnbrükken liegen in einer für das Oberwalliser Rhonetal typischen Landschaft. Auf seiner Nordflanke sind vereinzelt Weinberge in Terassen eingebettet. Daneben kommen kahle vegetationsarme Felsplatten zum Vorschein. Die Rhone bildet ein Gelenk zwischen der flachen Ebene und dem steilen Hang. Südlich von ihr wird sie auf ihrem Damm von der doppelspurigen SBB-Linie Brig-Lausanne begleitet **(Bild 1).**

Introduction

The Rhone bridges form the connecting link between the south portal of the Lötschberg Base Tunnel and the SBB (Swiss Federal Railways) Rhone valley line. They were built for the base tunnel and financed by NEAT.
The BLS Alp Transit AG started the design competition for the Rhone bridges on the 25th August 1997, and the winning design by the planning consortium 3K was chosen on the 29th May 1998.

Situation

*Both single track railway bridges are located in countryside typical of the Rhone valley in the Upper Wallis. On the north side there are various isolated terraced vineyards. These are flanked by rock outcrops with a scarcity of vegetation. The Rhone separates the flat plain from the steep hillside. To the south the twin-track SBB railway line from Brig to Lausanne runs along an embankment **(figure 1).***

Project data

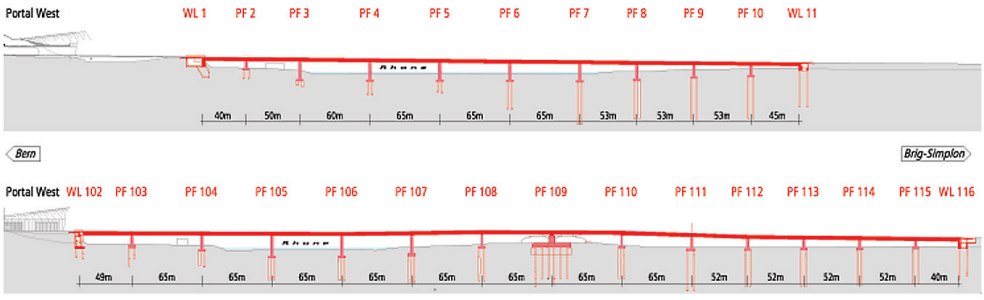
Raron Rhone Bridges
Owner
BLS Alp Transit AG
Design
BIAG AG, Consulting Engineers, Brig / DIC, Ingénieurs, Aigle / Bänziger Partner AG, Ingenieure + Planer, Zürich / DSP AG, Ingenieure + Planer, Zürich / Chevaz & Vassaux, Architecture, Fully
Contractors
Züblin Schlittler Bau SA, Sion / Ulrich Imboden AG, Visp / Theler AG, Raron / Martig & Bürgi, Raron

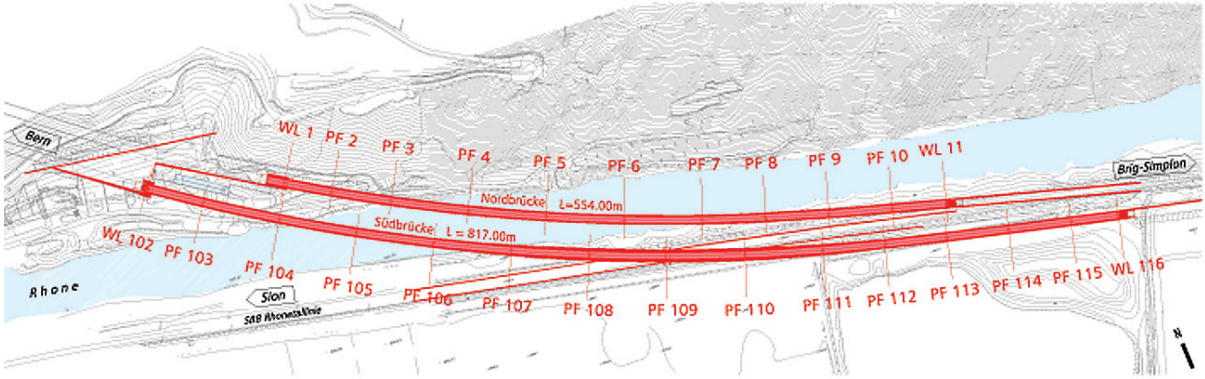
Technical data

North Bridge
axially prestressed, 10-bay reinforced concrete bridge with constant trough height of 3.5 m height and 8.0 m width.
Length (longitudinal dimension)
554 m, monolithically connected to the west abutment
Spans
40, 50, 60, 3 x 65, 3 x 53, 43 m
piers with full rounded section 3.0 x 2.8 m, pile foundation

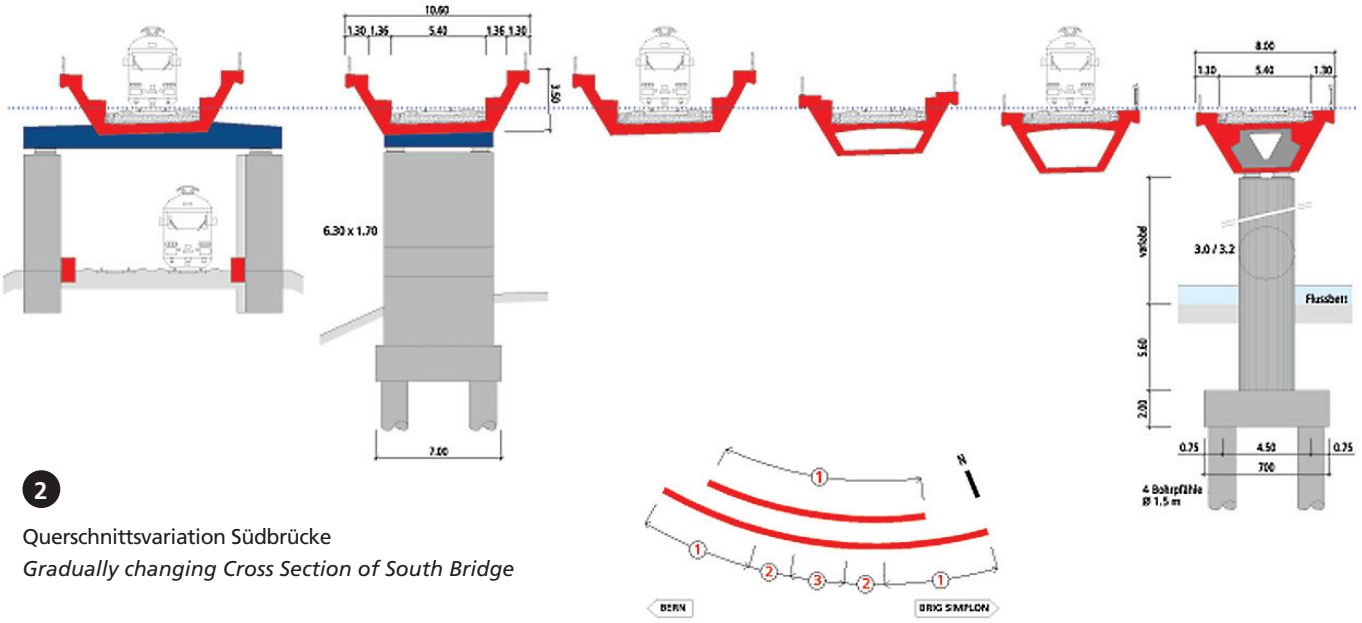
South Bridge
axially prestressed, 14-bay reinforced concrete bridge with constant trough height of 3.5 m, of which 440 m of hollow box section of 8.0 m width and 377 m with variable cross
Section *box-trough-box with variable width from 8.0 m to 10.6 m.*
Length (longitudinal dimension)
817 m, floating foundation at the portal frame section
Spans
49, 8 x 65, 4 x 52, 40 m. piers of rounded cross section 3.0 x 2.8 m,
Pile Foundation

Costs excluding finishings
circa CHF 40 Mio.
Costs per m²
circa CHF 3'500.00 / m²
Into operation *2006*





1 Situation, Längeschnitt
Situation and longitudinal profile



2

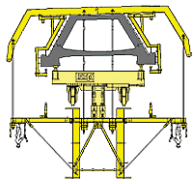
Querschnittsvariation Südbrücke
Gradually changing Cross Section of South Bridge

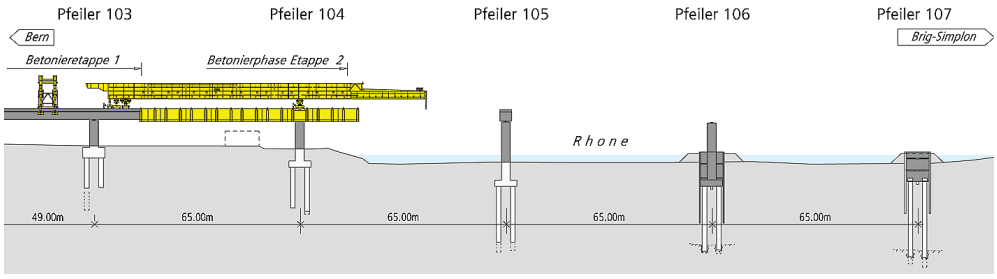
Unmittelbar nach dem Südportal des Basistunnels überqueren die beiden Brücken die Rhone in einem spitzen Winkel und eine davon anschliessend die SBB-Doppelspur. Die horizontale Linienführung beginnt mit einem Radius von ca. 1650 m und endet beim Widerlager Ost in einer Geraden. Die vertikale Linienführung weist ein Gefälle von 9 ‰ (Nordbrücke) bzw. 4-12‰ (Südbrücke) in Richtung Osten (Brig) auf. Die Höhenlage der Südbrücke variiert zwischen 11 und 5 m, jene der Nordbrücke zwischen 10 und 2 m über der Rhone bzw. dem Boden. Die

Immediately after leaving the south portal of the base tunnel the two bridges cross the Rhone at an acute angle and one of them then crosses the twin-track SBB railway line. The horizontal alignment begins with a radius of circa 1650 m and ends in a straight line at the east abutment. The vertical alignment has a gradient of 9‰ (North Bridge) and 4-12‰ (South Bridge) towards the east (Brig). The elevation of the South Bridge varies between 11 m and 5 m, and that of the North Bridge between 10 m and 2 m over the Rhone and the ground, respectively. Both single-track bridges are dimensioned for heavy trains of weight 4000 to with a maximum sustained speed of 160 km/h. A load factor α = 1.33 was assumed.

Concept and Design

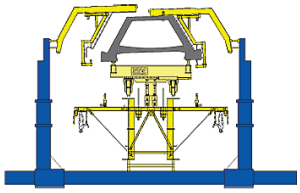
In such surroundings a massive concrete construction is justified. In the given situation the bridges should convey in no uncertain terms a strong and uniform impression. The structure, with a double concrete face of constant height, creates the impression that it easily overcomes the obstacles.

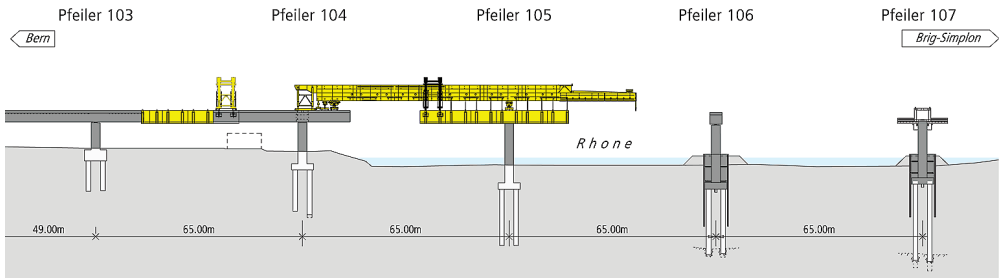




3

Vorschubgerüst
Launchingtruss







4 Baufoto
Picture under construction

beiden eingleisigen Brücken sind für 4000 to schwere Züge mit einer maximalen Reisegeschwindigkeit von 160 km/h dimensioniert. Der Lastbeiwert wurde mit α = 1,33 berücksichtigt.

Konzept und Gestaltung

Aufgrund der vorgegebenen Situation sollen die Brücken ein kräftiges und einheitliches Bild abgeben, ohne Zweideutigkeit im Ausdruck. In einer derartigen Umgebung findet der massive Beton seine Berechtigung. Dem Auge stellt sich das Bauwerk als doppeltes Betonband mit konstanter Höhe dar, das in einfacher Weise alle Hindernisse nimmt.
Der Überbau der beiden 554 und 817 m langen Brücken besteht im Normalfall aus einem Hohlkastenquerschnitt mit schrägen Stegen. Im Bereich der Gleisquerung (Südbrücke) wandelt er sich progressiv in einen Trog und wieder zurück. Damit gelingt es auf raffinierte Weise das äusserst knappe Lichtraumprofil über SBB-Doppelspur einzuhalten. **(Bild 2)**
Die Pfeiler weisen im Normalfall einen gerundeten Querschnitt von 3,10 x 2,80 m auf. Dort wo die Südbrücke die SBB-Doppelspur schleifend quert musste eine Sonderlösung gefunden werden. Mit zwei markanten Pfeilerscheiben und einem Portalrahmen im Kreuzpunkt mit der SBB-Rhonetallinie gelang es einerseits den statischen Festpunkt der schwimmend gelagerten 817 m langen Brücke zu setzen und andererseits diesen als Fokus zu thematisieren.
Die 554 m lange Nordbrücke hingegen ist beim Widerlager West fest eingespannt.
Rechtsufrig der Rhone konnten die Pfähle auf den bis in einer Tiefe von ca. 30 m anstehenden Fels fundiert werden. Südlich der Rhone fällt der Fels derart steil ab, dass die Brücken mit bis zu 40 m tiefen «schwimmenden» Pfählen fundiert werden mussten.

Bauablauf

Fundationen
Zur Erstellung der Fundamente wurden in der Rhone Spundwandkästen bis zu 24 m Tiefe gerammt. Innerhalb der Spundwände wurden von geschützten Plattformen aus die Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1.50 m bis zu einer maximalen Tiefe von 40 m

The superstructures of the 554 m and 817 m long bridges consist mainly of a hollow box girder sections with inclined webs. In the area crossing the railway track (South Bridge) it changes gradually into a trough form and then back again to a box section. Thus in this innovative way it is possible to maintain the limited clearance over the twin-track SBB railway line. ***(figure 2)***
The piers generally have a round cross-section of 3.10 m x 2.80 m. Where the South Bridge crosses the twin-track SBB railway line at a skew angle a special solution had to be found. With two prominent transverse diaphragms connecting the piers and a portal frame at the point of crossing the SBB Rhone valley line it was possible, on the one hand, to provide the statical fixed point for the floating 817 m long bridge and, on the other, to work with this as a focal point.
The 554 m long North Bridge is fully restrained at its west abutment.
On the right bank of the Rhone the piles could be founded on bedrock at a depth of 30 m. South of the Rhone the bedrock is so steeply inclined that the bridge foundations had to be carried down to 40 m depth as «floating piles».

Construction Process

Foundations
To construct the foundations sheet pile boxes were driven into the Rhone to a depth of 24 m. Within the sheet pile boxes the bored piles of diameter 1.50 m were drilled from a protected platform to a depth of up to 40 m and partly embedded in the bedrock. Also within the sheet pile boxes the ground was excavated, the footings constructed and the piers were erected in stages.
Due to the danger of flooding work in the bed of the River Rhone could only be carried out from October to April. ***(figure 4)***

Superstructure / Scaffolding
Because of the tight clearance in the area where the South Bridge crosses the SBB railway line and

gebohrt und teilweise in den Fels eingebunden. Innerhalb des Spundwandkastens erfolgten der Aushub, die Erstellung der Fundamentbanketteund das Hochziehen der Pfeiler in Etappen.
Arbeiten im Rhonebett durften aus Gründen des Hochwasserschutzes nur von Oktober bis April ausgeführt werden. **(Bild 4)**

Überbau/Lehrgerüst
Das knappe Lichtraumprofil im Bereich der SBB-Querung der Südbrücke sowie die Bedingung einer hilfsstützenfreien Erstellung des Lehrgerüstes im Rhonebett während der Haupt-Bausaison (April - November), bewog die ARGE zu einem obenliegenden Vorschubgerüst. **(Bild 3)**. Mit dem 107 m langen und ca. 970 to (inkl. Schalung) schweren Vorschubgerüst wurde die Südbrücke vom Widerlager West bis über die SBB-Querung feldweise in einem 5-7 Wochen-Takt erstellt. Die Schalungselemente sind am Lehrgerüstträger aufgehängt und werden mit Hilfe eines Schalungsversetzwagens am vorgängig verschobenen Hauptträger von Etappe zu Etappe transportiert. Die Grundetappen als Teil der

*the requirement of erection of the scaffolding without the help of temporary supports in the Rhone river bed during the main construction period (April-November), the consortium decided to use a travelling formwork system **(figure 3)**.*
With the 107 m long and circa 970 to (including formwork) heavy incremental launching system the South Bridge was constructed from the west abutment up to and over the SBB crossing in stages taking 5 to 7 weeks. The formwork elements are supported by the scaffolding and transported with the aid of a travelling formwork carrier on the previously pushed-in-place support section in a repetitive manner. The basic elements spanning the piers as part of the bridge are constructed first and serve as supports when the travelling formwork is moved and when concreting the stages as supports.
The rest of the South Bridge and the connecting North Bridge were then constructed with conventional scaffolding to save costs. In

Projektdaten

Rhonbrücken Raron Bauherr
BLS Alp Transit AG
Projektverfasser
BIAG AG, Beratende Ingenieure, Brig / DIC, Ingénieurs, Aigle / Bänziger Partner AG, Ingenieure + Planer, Zürich / DSP AG, Ingenieure + Planer, Zürich / Chevaz & Vassaux, Architektur, Fully
Bauausführung
Züblin Schlittler Bau SA, Sion / Ulrich Imboden AG, Visp / Theler AG, Raron / Martig & Bürgi, Raron

Technische Daten

Nordbrücke
längs vorgespannte, 10-feldrige Stahlbetonbrücke mit 3.5 m hohem und 8.0 m breiten Kastenquerschnitt.
Länge (Axmass)
554 m, mit Widerlager West monolithisch verbunden.
Spannweiten
40, 50, 60, 3 x 65, 3 x 53, 43 m / Pfeiler mit gerundetem Vollquerschnitt 3.0 x 2.8 m, Pfahlfundation

Südbrücke
längs vorgespannte, 14-feldrige Stahlbetonbrücke mit konstanter Troghöhe von 3.5 m, davon 440 m mit Kastenquerschnitt von 8.0 m Breite und 377 m mit variablem Querschnitt: Kasten-Trog-Kasten mit variabler Breite 8.0 bis 10.6 m.
Länge (Axmass)
817 m, schwimmend gelagert beim Portalrahmen.
Spannweiten
49, 8 x 65, 4 x 52, 40 m. Pfeiler mit gerundetem Vollquerschnitt 3.0 x 2.8 m, Pfahlfundation

Rohbaukosten
ca. CHF 40 Mio.
Kosten pro m²
ca. CHF 3'500.00 / m²
Inbetriebnahme 2006



5
Blick von Osten (Brig)
View from East (Brig)

Brücke über den Pfeilern werden vorgängig erstellt und dienen beim Vorschub des Gerüstes und bei Betonieren der Etappen als Auflager.
Der Rest der Südbrücke und die anschliessende Nordbrücke wurde anschliessend aus wirtschaftlichen Gründen mit einem konventionellen Lehrgerüst erstellt. Damit konnte das Handling vereinfacht und auf das vorgängige Erstellen der Grundetappe verzichtet werden.

Spezielles

Streuströme
Zum Schutz der Vorspannkabel vor Spannungsrisskorrision durch Streuströme wurde die „vollständige Isolation" aller Vorspannkabel, -Köpfe und -Kupplungen (Korrosionsschutzkategorie c) gewählt. Weil sich aber einzelne lokale «Fehlstellen» nicht vermeiden liessen wurde der Überbau zusätzlich mit einer Opferanode geerdet. Die Langzeitüberwachung der Isolation erfolgt durch periodische Messungen der Widerstände an fest verdrahteten Messstellen.

Betonzuschlagstoffe
Praktisch alle Betonzuschlagstoffe mussten aus Tunnelausbruchgestein gewonnen werden. Die daraus erstellten Betone stellten hohe Anforderungen, sowohl an die Materialtechnologie, als auch an die Verarbeitbarkeit innerhalb des nicht einfachen Brückenquerschnitts.

Leitmauer Bereich SBB-Querung
Zusätzlich zu den (rechnerisch) anprallresistenten Pfeiler wurde beidseitig der bestehenden SBB-Gleise auf einer Länge von ca. 450 m (Bereich Pfeiler 106-113) eine Leitmauer (Peronkante) als Pfeilerschutz gegen Anprall vorgesehen. Dabei handelt es sich um einen L-förmigen Betonriegel, der entlang den Gleisen im Abstand von 2.30 m von der Gleisachse auf der Dammschüttung erstellt wurde.



6
Blick von Norden (Lötschbergtunnel)
View from north (Lötschberg Tunnel)

this way handling was simplified and the prior construction of the support elements could be dispensed with.

Special Features

Stray Currents
To protect the prestressing cables from stress corrosion due to stray currents a «complete insulation» of all prestressing cables, anchorages (stressing heads) and couplings (Type C) was specified. But because some local «missing places» cannot be avoided, the superstructure was also earthed with a reactive (i.e. sacrificial) anode. The long-term monitoring of the insulation is performed by means of periodic measurements of the resistances at hard-wired measuring points.

Concrete Aggregates
Practically all concrete aggregates have to be obtained from the rock excavated from the tunnel. For the concrete made from the rock material high demands are placed both on the material technology and on the workability within the not-so-simple bridge cross section.

Parapet wall in the area of the SBB crossing
In addition to the (calculated) impact-resistant piers on both sides of the existing SBB railway track over a length of circa 450 m (at piers 106-113) an upstand parapet is foreseen (at edge of walkway) to protect the piers from impact. This is an L-shaped concrete stiffening element, which is constructed on the embankment alongside the railway track at a distance of 2.30 m from the track axis.

Autor / Author

Aldo Bacchetta
dipl. Ing. ETH/SIA
Bänziger Partner AG
Graubenstrasse 35 , CH-8045 Zürich
zuerich@bp-ing.ch

Heinrich Figi, Franco Lurati, Aurelio Muttoni, Dario Somaini

Situation

Mit einem über 2.5 km langen Tunnel soll das Dorf Saas im Prättigau vom Durchgangsverkehr befreit werden. Die Bauarbeiten sind seit 2002 im Gange und es wird mit einer Bauzeit von ca. 10 Jahren gerechnet. Neben dem Tunnel sind verschiedene Kunstbauten in topografisch und geologisch schwierigem Gelände erforderlich. Unmittelbar nach dem Ostportal sind im steilen Gelände zwischen der bestehenden Prättigauerstrasse A28 und dem Trasse der Rhätischen Bahn zwei Hangbrücken zu bauen: die ca. 340m lange Hexentobelbrücke und die ca. 90m lange Marchtobelbrücke **(Bild 1).**

Der Baugrund besteht aus einer dicht gelagerten Randmoräne mit leicht bis reichlich siltigem Kiessand, Steinen und Blöcken. Das steil abfallende Gelände weist eine Neigung von 38° auf. Obwohl diese Neigung etwa dem Reibungswinkel des Baugrundes entspricht, weist das Gelände im Bereich der beiden Brücken keine Bewegungen auf.

Die Brücken verlaufen zum Teil sehr nahe dem Gelände. Die Linienführung ist durch stark variable Krümmung (Rmin = 110m), variable Querneigung (-7% bis +7%) und Längsneigung (0.5% bis 4%) gekennzeichnet.

Gesamtleistungswettbewerb

Im Rahmen des Einspracheverfahrens wurde für die beiden Brücke ein Vorprojekt ausgearbeitet. Damit war bereits ein Projekt mit einem guten Brückenkonzept vorhanden. Zusätzliches Optimierungspotential lag in erster Linie noch in einer den Randbedingungen und den Möglichkeiten der Unternehmung angepassten Bauausführung. Das waren ideale Voraussetzungen für die Durchführung eines Gesamtleistungswettbewerbs.

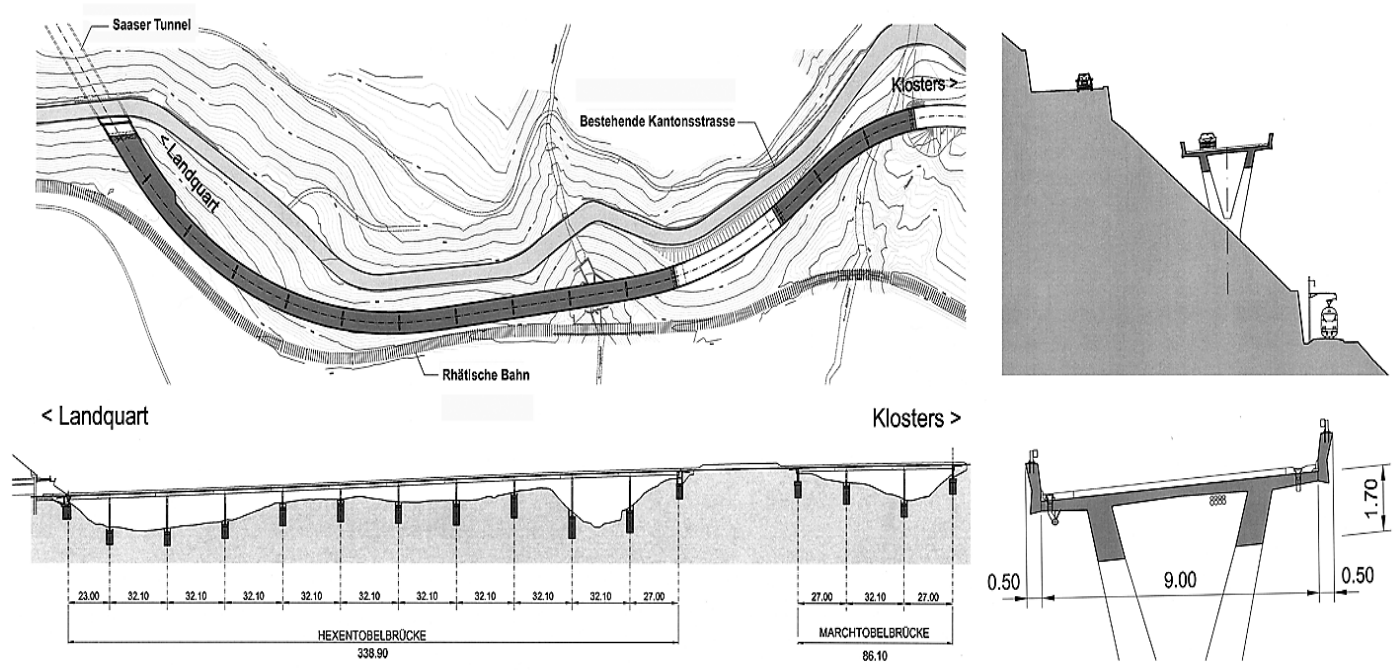
Mit einem zweistufigen Wettbewerb konnte die Kompetenz der Fachleute der Projektierung und der Bauausführung bei der Lösung der konkret gestellten Aufgaben beurteilt und für die Vergabe der Aufträge berücksichtigt werden. Zudem wurde mit der gleichzeiti-

Situation

*Relief from through traffic for the village of Saas in Prättigau (Canton Grisons) will be achieved by means of a 2.5 km long tunnel. The construction work has been in progress since 2002 and the estimated construction time will be about 10 years. Besides the tunnel various structures are necessary in topographically and geologically difficult terrain. Immediately after the east portal in the steep terrain between the existing Prättigau road A28 and the Rhätische railway line two viaducts (i.e. elevated highway sections): the approximately 340m long Hexentobel bridge and the approximately 90m long Marchtobel bridge **(Figure 1).***

The ground consists of a dense lateral moraine with little to abundant silty gravelly sand, with stones and boulders (block material). The steep terrain has a slope of 38°. Although this slope corresponds approximately to the

1





2 Computer Visualisierung
Computer Visualization

Project data

Client
Canton Grisons, Civil Engineering Office, Structures Department, Chur
Contractors
F.lli Somaini SA, Grono
Muttoni SA, Bellinzona
Prestressing
VSL (Schweiz) AG, Subingen
Design
Grignoli Muttoni Partner SA, Lugano
Wepf Ingenieure AG, Flawil
Concept and Consulting
Prof. Dr. A. Muttoni, EPFL
Geotechnical Consulting
Dr. Vollenweider AG, Zürich

Technical data Hexentobel Bridge
Total Length: 338.9 m
Spans: 23.0 - 9 x 32.10 - 27.0 m
Width: 10.1 m
Structural Concrete: 3600 m³
Reinforcing Steel: 380 t
Prestressing Steel: 51 to
Costs: 6.6 Mio CHF, 1870 CHF/m²

Technical data Marchtobel Bridge
Total Length: 86.1 m
Spans: 27.0 - 32.10 - 27.0 m
Width: 10.1 m
Structural Concrete: 1100 m³
Reinforcing Steel: 110 t
Prestressing Steel: 12 to
Costs: 1.7 Mio CHF, 1950 *CHF/m²*

gen Vergabe der Aufträge für die Projektierung und für die Bauausführung Zeit gewonnen.
Im Rahmen des Wettbewerbs wurden 6 Projektvorschläge eingereicht. Wie zu erwarten war, unterschieden sich die Vorschläge hinsichtlich Brückenkonzept nicht wesentlich, wohl aber in Bezug auf Lehrgerüste, Installationen und Baustellenerschliessung. Aufgrund der Beurteilung von konzeptionellen Aspekten wurden 3 Projekte ausgewählt, für die in der zweiten Phase des Wettbewerbs die Ausarbeitung des Bauprojekts mit entsprechender Globalofferte verlangt wurde. Als Sieger des Wettbewerbs ging das hier beschriebene Projekt hervor **(Bild 2).**

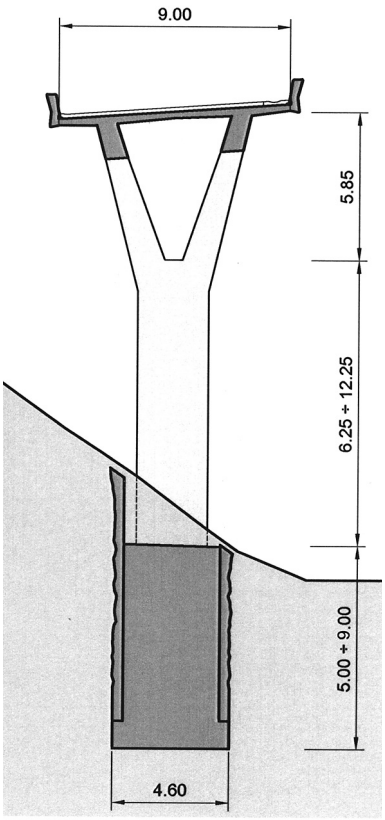
Konzept und Entwurf

Der Bauvorgang wurde in der Projektierungsphase durch die enge Zusammenarbeit von Unternehmung und Bauingenieur ausgearbeitet und hatte einen grossen Einfluss auf die Entwicklung des Projektes. Dabei waren die schwierigen topographischen Bedingungen (steiler Hang und kleiner Abstand der Brücke zum Hang, beschränkter Platz zwi-

angle of internal friction of the soil, there is no evidence of ground movements in the slope in the region of both bridges.
Over some stretches the bridges are very close to the ground surface. The alignment is characterized by very variable values of curvature (Rmin = 110m), cross slope (-7% to +7%) and longitudinal slope (0.5% to 4%).

Total performance Competition

In connection with the public inquiry for both bridges a preliminary project had to be prepared. Thus a project with a good bridge concept was already available. Additional optimization potential was possible in the first place in one of the boundary conditions and the possibilities of adapting the construction procedure by the contractor. These were ideal prerequisites for carrying out a total performance competition.
With a two-stage competition the competence of the design engineers and of the contractors to solve the specific tasks could be assessed and taken into account when awarding the contracts. Further, by simultaneously awarding the contracts for the design and the execution time could be gained.
*Within the framework of the competition 6 project proposals were submitted. As was to be expected, the proposals did not differ substantially with regard to the bridge concept, but they did in the questions of falsework (temporary support truss, scaffolding), installations and preparation of the construction site. Based on the assessment of conceptual aspects 3 projects were selected, for which in the second phase of the competition the preparation of the design with a corresponding global tender was required. The project described here emerged as the winner of the competition **(Figure 2).***



3
Stütze und Schacht
Pier and Shaft

schen der bestehenden Kantonstrasse und der Rhätischen Bahn) sowie die geologischen Verhältnisse (tiefe Fundamente) wichtige Einflussgrössen.

Die Regelspannweite der beiden zweispurigen Brücken beträgt 32.1m. Sie resultierte aus einer Optimierung der Gesamtkosten. Drei Randfelder weisen Spannweiten von 27m auf. Beim Widerlager West der Hexentobelbrücke beträgt sie lediglich 23m wegen der Verbreiterung für einen Ausstellplatz.

Der Überbau der beiden Brücken besteht aus einem offenen Ortbetonquerschnitt. Er ist in Längsrichtung mit 2, über den Stützen infolge Überlappung mit 3 Litzenkabel (22 Litzen ø 0.6") je Steg vorgespannt. Der Brückenträger und sämtliche Stützen sind monolithisch verbunden, so dass nur bei den Widerlagern mechanische Lager zur Anwendung kommen. Das statische System der beiden Brücken besteht somit aus einem schwimmend gelagerten, vorgespannten Durchlaufträger, welcher durch die Pfeiler in Längsrichtung stabilisiert wird.

Die Höhe des Brückenüberbaus von 1.7m ist konstant über die ganze Brückenlänge. Die Fahrbahnbreite beträgt 10m. Am westlichen Endfeld der Hexentobelbrücke wird die Fahrbahn um 3m verbreitert und quer vorgespannt. Damit die Betonkonstruktion möglichst einfach ausgeschalt werden kann, wurde ein offener Brückenquerschnitt ohne Querträger über die Stützen gewählt. Um die Querkräfte in den Längsträgern möglichst direkt ohne Umlenkkräfte in die Y-förmig ausgebildeten Stützen einleiten zu können, sind die Stege auch geneigt. Die Umlenkkraft in Querrichtung wird somit über die ganze Brückenlänge verteilt und es resultiert damit keine Bewehrungskonzentration in Querrichtung über die Stützen **(Bild 3).**

Für die Aufnahme der Druckkräfte

Projektdaten

Bauherr
Kanton Graubünden, Tiefbauamt, Abteilung Kunstbauten, Chur
Unternehmungen
F.lli Somaini SA, Grono
Muttoni SA, Bellinzona
Vorspannung
VSL (Schweiz) AG, Subingen
Planer
Grignoli Muttoni Partner SA, Lugano
Wepf Ingenieure AG, Flawil
Entwurf und Beratung
Prof. Dr. A. Muttoni, EPFL
Beratung Geotechnik
Dr. Vollenweider AG, Zürich

Technische Daten Hexentobelbrücke
Totale Länge: 338.9 m
Spannweiten: 23.0 - 9 x 32.10 - 27.0 m
Breite: 10.1 m
Konstruktionsbeton:3600 m3
Bewehrungsstahl: 380 t
Vorspannstahl: 51 to
Kosten: 6.6 Mio CHF, 1870 CHF/m^2

Technische Daten Marchtobelbrücke
Totale Länge: 86.1 m
Spannweiten: 27.0 -32.10 - 27.0 m
Breite: 10.1 m
Konstruktionsbeton: 1100 m3
Bewehrungsstahl: 110 t
Vorspannstahl: 12 to
Kosten: 1.7 Mio CHF, 1950 CHF/m^2

Concept and Design

In the design phase the construction procedure was worked out with a close collaboration between the contractors and the design engineer and had a big influence on the development of the project. Hereby the important influence factors were the difficult topographical conditions (steep slope and limited space between the bridge and the slope, small distance between the existing cantonal road and the Rhätische railway line) as well as the geological conditions (for the deep foundations).

The standard span of the two 2 lane bridges was 32.1m. It resulted from an optimization of the total costs. Three side spans have lengths of 27m. In the case of the west abutment of the Hexentobel bridge the span was only 23m due to widening to make place for a lay-by.

The superstructure of both bridges consists of an open concrete cross section constructed in situ. It is prestressed in the longitudinal direction with two cables (each with 22 strands ø 0.6"), and over the supports, due to overlapping, with three cables in each web. The bridge beam and all supports are monolithically connected, so that mechanical bearings are only used in the abutments. Thus the statical system of both bridges consists of a prestressed continuous beam, which is stabilized by the piers in the longitudinal direction.

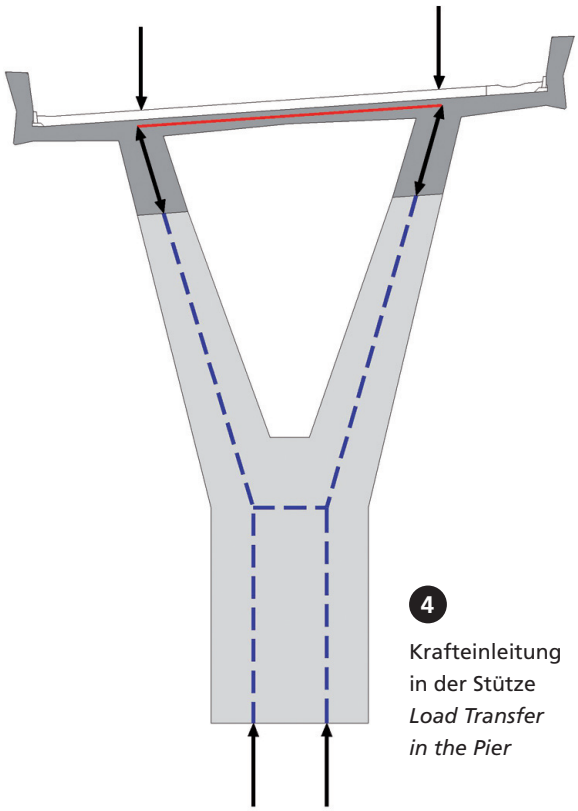
The height of the bridge superstructure of 1.7m is constant over the whole length of the bridge. The width of the carriageway is 10 m. On the west side span of the Hexentobel bridge the carriageway is widened by 3m and prestressed transversely. To simplify as far as possible the dismantling of the forms for the concrete construction an open bridge cross section without crossbeams over the piers was chosen. In order to be able to transmit the shear forces in the longitudinal beams as directly as possible into the Y-shaped piers without deviation forces, the webs

infolge Längsbiegung sind die Stege im unteren Bereich breiter als im oberen Bereich .
Der untere Teil der Stütze weist einen Rechteckquerschnitt von 2.8m x 0.8m auf, dessen Höhe von den topographischen Verhältnissen abhängt und zwischen 6m und 12m variiert. Die Schlankheit der Stützen im unteren Bereich, sowohl in Quer- wie auch in Längsrichtung, resultierte aus einer Optimierung der Stützen- sowie der Schachtgeometrie. Im oberen Teil gliedert sich die Stütze V-förmig auf und geht nahtlos zum Brückenträger über (B**ild 4).**
Diese Form, die für sämtliche Stützen unverändert bleibt, ergab sich aus dem gewählten Bauvorgang. Aufgrund der schwierigen topografischen Verhältnissen wird der Brückenüberbau mit einem Vorschubgerüst hergestellt. Wegen des sehr nahen Hanges wurde der Hauptträger des Gerüstes in Brükkenmitte gewählt. Daraus hat sich die Y-Form der Pfeiler ergeben, was wiederum die Form des Lehrgerüstes mit dreieckigem Querschnitt zur Folge hatte.
Die Stützen sind auf Schächte abgestellt. Der ovale Schacht mit den Aussenabmessungen von 3.6m x 4.6m (ideal für kleine Aushubgeräte) wird in 1.5m hohen Etappen abgeteuft und mit einem 40 cm dicken Schachtring gesichert. Die Schachttiefe ist variabel und beträgt bis 9m. Der Schacht wird mit Beton gefüllt und das 1.1m starke Stützenfundament darauf abgestellt.
Die Widerlager sind konventionell ausgebildet und mit Schächten, analog zu den Stützen fundiert. Bei der 90m langen Marchtobelbrück kann durch geeignete konstruktive Massnahmen auf einen Fahrbahnübergang verzichtet werden.

*are inclined. Thus the deviation force in the transverse direction is distributed over the whole length of the bridge and no concentration of reinforcement results in the transverse direction over the piers **(figure 3)**. To resist the compressive forces due to longitudinal bending the webs are thicker at the bottom than at the top.*
*The bottom part of the pier has a rectangular cross section of 2.8m x 0.8m and its height, depending on the topographical conditions, varies between 6m and 12m. The slenderness of the piers at their lower end, both in the transverse and the longitudinal direction, results from an optimization of the piers and the shaft geometry. In the upper part the pier subdivides into a V-shape and merges into the bridge beam **(figure 4).** This shape, which is the same for all piers, was given by the selected construction procedure. Due to the difficult topographical conditions the bridge superstructure is built with travelling falsework. Due to the close proximity to the slope the main girder of the falsework was chosen to be in the middle of the bridge. This led to the Y-shaped piers, which necessitated a triangular cross section for the falsework.*
The piers are founded within shafts. The oval shaft with external dimensions of 3.6m x 4.6m (ideal for small excavating machines) is sunk in 1.5m steps and supported by a 40 cm thick shaft ring. The shaft depth is variable and up to 9m. The shaft is filled with concrete and the 1.1m thick pier foundation is placed on it.
The abutments are of conventional design with shafts founded in the same way as the piers. With the 90m long Marchtobel bridge, by means of suitable constructional measures a carriageway expansion joint can be dispensed with.

Construction Procedure

The development of the construction procedure and the design of the bridges influenced each other. The triangular sliding falsework consists of a 41m long main launching girder and a 20m long launching nose. Using jacks the falsework is moved on rollers, which are placed in the forks of the piers. During the construction of a span it is fixed with its back end to the already constructed superstructure and the front part is placed on the next (previously constructed) pier. Every 2.9m corbels, on which the spindles are fitted, are fixed to the launching girder, which during the jacking operation have to be repositioned at the piers. The cross fall, the longitudinal gradient and the superelevation are set by adjusting their height.



4
Krafteinleitung in der Stütze
Load Transfer in the Pier

Bauvorgang

Die Entwicklung des Bauvorgangs und der Entwurf der Brücken haben sich gegenseitig beeinflusst. Das dreieckförmige Vorschubgerüst besteht aus einem 41m langen Hauptträger und einem 20m langen Schnabel. Das Gerüst wird auf Rollen, die bei der Stützenverzweigung aufgelegt sind, mit Pressen vorgeschoben. Während der Herstellung eines Feldes ist es mit seinem hinteren Ende am fertig gestellten Brükkenträger eingespannt und der vordere Bereich ist auf der nächsten, vorgängig erstellten Stütze aufgelagert. Alle 2.9m sind am Gerüstträger Konsolen befestigt, welche beim Vorschub bei den Stützen umgehängt werden müssen. Darauf sind die Spindeln angeordnet. Mit deren Höhenverstellung wird das Quergefälle, das Längsgefälle, sowie die Überhöhung eingestellt. Die Spindeln sind auch horizontal verschiebbar, so dass sie entsprechend der horizontalen Linienführung angeordnet werden können. Wegen der Kurve im Grundriss muss vor dem Vorschub des Gerüstträgers, dieser zuerst in die Richtung der nächsten Stütze abgedreht werden. Dies erfolgt durch Drehen des Gerüstes in der Vergabelung der Stütze und einem speziellen Querträger, der unter dem bereits erstellten Brückenabschnitt aufgehängt ist. Er erlaubt es, den hinteren Teil des Vorschubgerüstes nach aussen zu verschieben und ermöglicht damit die Drehbewegung **(Bild 5).**

Die 3m langen Schalungselemente sind im Querschnitt dreigeteilt und zwar in die beidseitige untere und äussere Trägerschalung mit der Konsolschalung der Fahrbahnplatte und die innere Trägerschalung mit der inneren Fahrbahnplattenschalung. Wegen der spitzen Winkel der inneren Schalung musste diese so ausgebildet wer-

*The spindles can also be moved horizontally, so that they can be arranged to correspond to the horizontal alignment. Due to the curve in plan view before moving the falsework girder, this first has to be rotated into the direction of the next pier. This is done by rotating the falsework in the fork of the pier and a special crossbeam, which is suspended under the previously span. This allows the back part of the sliding falsework to be moved outwards thus allowing the rotational movement **(figure 5).***

The 3m long formwork elements are divided into three parts in the cross section, i.e. in the double-sided lower and external beam formwork with the corbel formwork of the carriageway slab and the inner beam formwork with the inner carriageway slab formwork. Due to the acute angle of the inner formwork it had to be designed such that the dismantling of the forms gave no pro-



5 Verschiebung der Vorschubgerätes
Moving of the falswork

den, dass ein problemloses Ausschalen möglich ist. Deshalb liegt sie auf Stelzen, welche mit einer Diagonale stabilisiert werden und bei deren Entfernung die Schalung eingeklappt werden kann. Damit wird das Schalungselement 40cm schmaler und 20cm weniger hoch. Mit Hilfe eines Hängegeleises kann dann die Innenschalung bis an die Betonierfuge verschoben werden, von wo sie mit dem Kran weggeführt werden kann. Die beiden seitlichen Schalungselemente werden mittels einer speziellen Gabel, welche am Turmdrehkran aufgehängt wird, ausgefahren. Die Felder werden im 3-Wochen-Takt in einem Guss betoniert, die Leitmauern werden später in 16m langen Etappen mit dem Schalwagen erstellt.

Bauprogramm und Kosten

Obwohl das Gerüst speziell für diese beiden Brücken hergestellt worden ist und die Fundationsverhältnisse als schwierig bezeichnet werden können, beträgt der Preis pro Quadratmeter der fertigen Brücke inkl. Abdichtung und Belag nur 1870 CHF/m^2 bei der Hexentobelbrücke resp. 1950 CHF/m^2 bei der Marchtobelbrücke Nach ihrer Fertigstellung im Sommer 2006 werden die Brücken als Bauzufahrt zum Vortrieb Ost des Saaser Tunnels dienen.

blems. Therefore it lies on stilts, which are stabilized by means of a diagonal element and which upon removal allow the formwork to be folded together. Thus the formwork element is 40cm smaller in width and 20cm less in height. With the help of the suspended track rail the inner formwork can then be moved up to the concrete construction joint and removed with the crane. Both lateral formwork elements are removed by means of a special stirrup, which is suspended from the tower crane. The spans are concreted in a 3-week cycle in one casting operation, while the parapet walls are constructed later in 16m long sections with a formwork carriage.

Construction Programme and Costs

Although the falsework was custum made for these two bridges and the foundation conditions could be described as difficult, the price per square metre of the finished bridges including the waterproofing membrane and road surfacing was only 1870 CHF/m^2 for the Hexentobel bridge and 1950 CHF/m^2 for the Marchtobel bridge. After their completion in summer 2006 the bridges will serve as access for the excavation work at the east end of the Saas tunnel.

Referenzen / References

[1] A. Rota, F. Lurati, D. Somaini; «Keine Hexerei im Prättigau», Tec21 Nr. 44 (28.10.2005)

Autoren / Authors

Heinrich Figi, dipl. Bauing. ETH
Tiefbauamt des Kantons Graubünden
Abteilung Kunstbauten
Sägenstrasse 78, 7001 Chur
heinrich.figi@tba.gr.ch

Franco Lurati, dipl. Bauing. ETH
Grignoli Muttoni Partner SA
Via Somaini 9
6900 Lugano
info@gmpartner.ch

Aurelio Muttoni, Prof. Dr. EPFL
Chemin du Chêne 7c
1112 Echichens
aurelio.muttoni@epfl.ch

Dario Somaini, Dr. Ing., dipl. Bauing. ETH
F.lli Somaini SA
6537 Grono
flli.somaini@bluewin.ch

b

Tunnelbau und verankerte Bauwerke

Tunnels et structures ancrées

Tunnels anchored structures

Optimierung der Betonproduktion auf der AlpTransit-Baustelle Bodio

Optimization of the Concrete Production at the AlpTransit Construction Site in Bodio

Bruno Gugelmann

Einführung

In der Schweiz realisiert die AlpTransit Gotthard AG gegenwärtig eine Flachbahn durch die Alpen. Das Kernstück ist der 57km lange Gotthard-Basistunnel, der in fünf Hauptlose unterteilt ist **(Bild 1)**. Die beiden Lose im Tessin, Bodio und Faido, wurden im Sommer 2001 an das Consorzio TAT vergeben. Die wichtigste Bauaufgabe besteht darin die beiden parallelen Tunnelröhren von insgesamt rund 30 km auszubrechen, zu sichern und zu verkleiden [1]. Im Los Bodio wird seit 2003 Sohlbeton und seit 2004 Verkleidungsbeton eingebaut und es konnten wichtige und wertvolle Erfahrungen gesammelt werden [2].

Betonsysteme

Der Bauherr AlpTransit hat zur Sicherstellung aller Anforderungen an den Beton schon 1996 ein umfassendes Präqulifikationsverfahren für Ort- und Spritzbeton gestartet [3]. Die Randbedingungen sahen vor: Alle Zuschlagstoffe sind aus dem Tunnelausbruchmaterial aufbereitet und werden durch den Bauherrn zur Verfügung gestellt, die Rezepturen müssen auch bei hohen Temperaturen am Einsatzort funktionieren, OB2 und SB2 müssen sulfatresistent sein und die Baustoffqualität muss grundsätzlich eine Lebensdauer des Bauwerks von 100 Jahren gewährleisten.

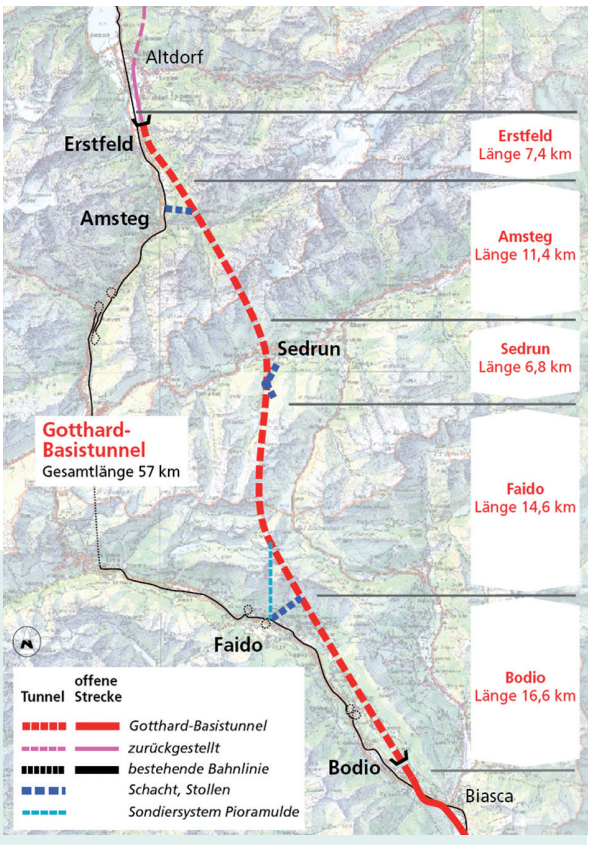
Aus den Versuchen gingen 5 Anbieterteams mit jeweils einer Anzahl zugelassener Mischungen hervor. Die Anbieter für die Tunnelbauarbeiten mussten sich für eines davon entscheiden und ihr Angebot auf dessen jeweiligen Mischungen aufbauen. Das Consorzio TAT entschied sich für den Systemanbieter Holcim/Sika und übertrug Holcim auch die gesamte Betonproduktion [4].

Sohlbeton

Die Baustelle hat zusätzliche Anforderungen an den Beton, die nicht deckungsgleich sind mit den vom Bauherrn in der Zulassungsphase formulierten Kriterien; insbesondere verlagert sich das Anforderungsprofil stark von der Qualität des Endproduktes hin zu den Eigenschaften des Frischbetons, beziehungsweise zum Abbindeverhalten des jungen Betons. Der Beton muss grundsätzlich:

Introduction

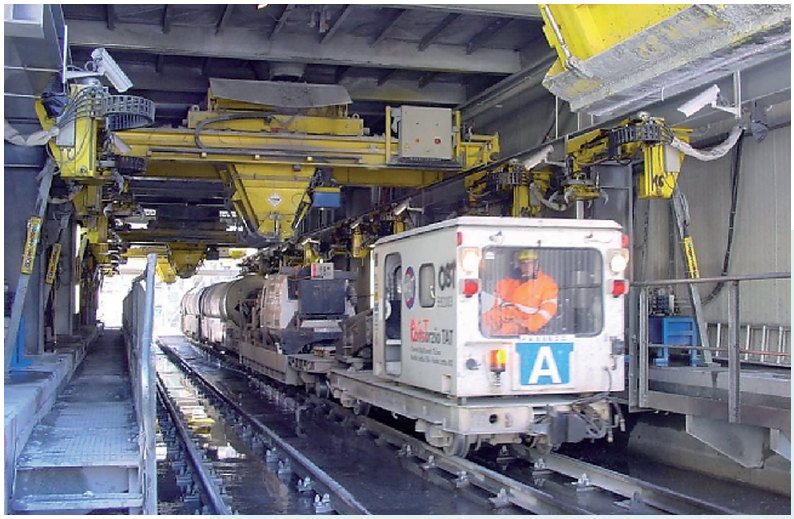
*In Switzerland the AlpTransit Gotthard AG is currently constructing a low level railway tunnel through the Alps. The main part is the 57km long Gotthard Base Tunnel, which is divided up into 5 main contract sections **(figure 1)**. The two contract sections in Ticino, i.e. Bodio and Faido, were awarded in summer 2001 to the Consorzio TAT. The most important part of the work involves driving, supporting and lining the two parallel tunnel tubes totalling around 30 km [1]. In the section Bodio, since 2003 the concrete invert and since 2004 the concrete lining has been constructed and important and valuable experience was made [2].*



1 Übersicht Gotthard Basistunnel

Overview of Gotthard Base Tunnel

- bei der Produktion eine weiche Konsistenz aufweisen, um ohne Schwierigkeiten in die schienengebundenen Nachmischer eingefüllt zu werden **(Bild 2).**
- eine sehr lange Offenzeit aufweisen, damit er nach dem langen Schienentransport mittels Pumpe sicher in die Schalung eingebracht werden kann.



2 Betonbezug unter der Mischanlage *Concreting train under the batching plant*

- nach dem Füllen der Schalung eine rasche Festigkeitsentwicklung aufweisen, damit der Ausschalzeitpunkt mit dem vorgesehenen Bauablauf kompatibel ist.

Beim Start der TBM-Vortriebe 2003 in Bodio, wo einerseits Spritzbeton für die Felssicherung und andererseits Ortbeton für die Sohle eingesetzt wird, ergaben sich sofort namhafte Probleme mit dem Sohlbeton. Nebst der teilweise noch ungenügenden Erfahrung des Personals und nicht optimal abgestimmten Baustelleneinrichtungen war der Grund eindeutig in der Betontechnologie / Betonproduktion zu suchen. Der Spritzbeton verhielt sich viel «gutmütiger» und hat keine wesentlichen Schwierigkeiten verursacht; dieser Themenbereich wird daher im folgenden Text nicht weiter behandelt.

Concrete Systems

To ensure that all requirements placed on the concrete are fulfilled, the owner (AlpTransit) initiated already in 1996 a comprehensive pre-qualification method for the in situ and sprayed concrete [3]. The specified conditions were: all aggregates shall be obtained from the tunnel spoil material and shall be provided by the owner, the mix designs must also perform adequately at high temperatures in situ, the OB2 and SB2 must be sulphate-resistant and the material quality must basically guarantee a working life of the structure of 100 years.

From the test results 5 tendering teams emerged as winners, each with a number of admissible mix designs. The bidders for the tunnelling work had to decide upon one of them and prepare their offer on the basis of their mixes. The Consorzio TAT opted for the system tendered by Holcim / Sika and commissioned Holcim also with the complete concrete production [4].

Concrete for the Invert

The construction site places additional requirements on the concrete, which do not correspond completely with the criteria formulated by the owner in the approval phase; in particular the job specification shifted greatly from the quality of the end product to the properties of fresh concrete, or rather to the setting behaviour of the fresh concrete. Basically the concrete must:

- *exhibit a softy consistency during production, in order to be able to fill the rail-bound transport mixer **(Figure 2)** without any difficulties.*
- *exhibit a very long setting time, so that after the lengthy transport it can be easily placed in the formwork using a pump.*
- *exhibit a rapid strength development (hardening) after placement in the formwork, so that the time for striking the forms is compatible with the planned construction sequence.*

At the start of the TBM drive in 2003 in Bodio, where shotcrete was used for the rocksupport lining and in situ concrete for the invert, straightaway considerable problems were encountered with the concrete for the invert. Apart from the partly still rather inexperienced personnel and less than optimally coordinated site installations the reason was clearly to be found in the concrete technology/concrete production. The shotcrete performed much more «benignly» and did not cause any major problems; thus there is no further discussion of this topic below.

Analysis and new requirements

The OB1 on the basis of an admissible mix with CEM II/A-L 32.5R (Fluvio) proved to be unsuitable for use under the given conditions. The consistency was not sufficiently uniform (usually too stiff) and the hardening was too slow, which led to delays in the work of striking the forms for the invert.

Analyse und neue Vorgaben

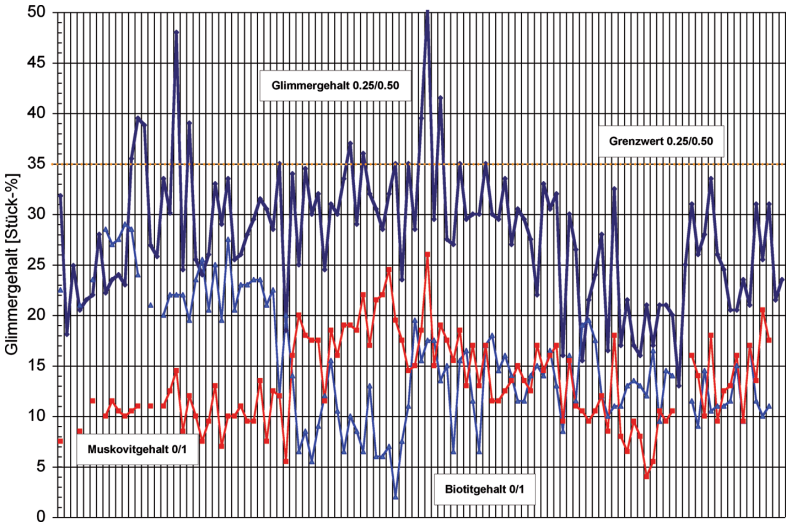
Der OB1 auf Grundlage einer zugelassenen Mischung mit CEM II/A-L 32.5R (Fluvio) erwies sich für den Praxiseinsatz unter den gegebenen Bedingungen als untauglich. Die Konsistenz war zu unregelmässig (in der Regel zu steif), beziehungsweise die Festigkeitsentwicklung zu langsam, was Verzögerungen beim Ausschalen der Sohle mit Behinderungen im Bauablauf zur Folge hatte.

Die Eigenschaften der Zuschlagstoffe zeigten grosse Schwankungen (Wassergehalt des Sandes; Glimmergehalt **(Bild 3)**, Siebkurven), was eine konstante Betonproduktion stark erschwerte. Zulässige Eigenschaften der Zuschlagstoffe siehe **Tabelle 1**.

Bedingt durch die petrografischen Eigenschaften der Leventinagneise sind die Zuschlagstoffe stark glimmerhaltig. Zulässig sind in der aufbereiteten Sandfraktion, gemessen an der Unterfraktion 0.25–0.50 mm 35 Stückprozent von Schichtsilikaten (hier insbesondere Muskovit und Biotit). In der Norm SIA 162/1 sind für einen Beton B 30/20 oder höherwertig bis zu 5 Massenprozent im Zuschlag erlaubt; nach Norm SN 670 130 sind bei Zuschlägen für Betonbeläge in der Fraktion < 3mm nur 5 Stückprozent zulässig [5]. Zu diesem neuen, sehr hohen Richtwert von 35 Stückprozent, der zudem in Einzelfällen noch um 20% überschritten werden darf, gibt es in der Schweiz nur eine Untersuchung an der EMPA [6], aber keinerlei praktische Erfahrungen. Die Schichtsilikate beeinflussen anerkanntermassen die Verarbeitbarkeit von Frischbeton negativ; bei starken Schwankungen des Glimmeranteils wirkte sich dies auf die Betonproduktion unter den gegebenen Bedingungen in Bodio in schwerwiegender Weise aus.

*The properties of the aggregates exhibited large variability (water content of the sand; mica content **(figure 3),** sieve curves), which greatly impaired a uniform concrete production. For admissible properties of the aggregates see **Table 1.***

Because of the petrographic properties of the Leventina gneisses the aggregates contain a large amount of micaceous material. In the processed sand fraction, measured on the sub-fraction 0.25 - 0.50 mm 35 percent (piecewise) of the sheet silicates (here especially muscovite and biotite) are admissible. In the code SIA 162/1 for concrete B 30/20 or higher, up to 5 percent (by mass) is allowed; according to the standard SN 670 130 pertaining to allowances for concrete roads, in the fraction < 3mm only 5 percent (piecewise) is admissible [5]. For this new, very high standard value of 35 percent (piecewise), for which in some cases another 20% exceeding is permitted, just one investigation has been carried out by the EMPA [6] in Switzerland, but there is no practical experience whatsoever. The sheet silicates, as is well known, have a negative influence on the workability of fresh concrete; the strong variations of the mica content affects the concrete production under the given conditions in Bodio in a large way.



3

Schankungen des Glimmergehalts im Sand über ein Jahr
Variation of mica content in the sand over one year

Ein weiteres kritisches Element ist der Feinsand 0/1mm; bei Schwankungen der Sieblinie, z.B. bei ungenügendem Mehlkornanteil oder bei erhöhtem Anteil der Feinstanteile < 0.063 mm führt dies unweigerlich zu Schwierigkeiten.
Um die Produktion besser in den Griff zu bekommen, hat TAT mit dem eigenen Betontechnologen die Vorgaben an die Produktion neu definiert. Es wurde festgehalten:

- Ausbreitmass an der Betonanlage
- Temperatur der Mischung
- Offenzeit
- Ausbreitmass an der Einbaustelle
- Ausschalzeit und Ausschalfestigkeit

Another critical element is the fine sand 0/1mm; with variations of the gradation, e.g. in the case of an insufficient fines content or of an increased percentage of fines <0.063 mm, this inevitably leads to problems.
In order to master the production process, the Consorzio TAT with its own concrete specialist redefined the production requirements. The following were specified:

- *slump in the concrete plant*
- *temperature of the mix*
- *setting time*
- *slump at the construction site*
- *time of striking forms and corresponding strength*

Eigenschaft der Gesteinskörnungen
Properties of aggregates

Kriterien	Prüfnorm	Kennwert / Nachweis	Einheit	Bemerkung
Los Angeles Index	prEN 1097-2	40	[-]	Richtwert
Petrografisch ungeeignete Komponenten	nach Definition AlpTransit, angelehnt an SIA 162/1	5	[Gew-%]	Richtwert
Freie Schichtsilikate im Sand 1/4 mm	nach Definition AlpTransit und EMPA	5	[Stk-%]	Richtwert
0/1 mm	(Bestimmung an Fraktion 0.25 - 0.50)	35	[Stk-%]	Richtwert
0/4 mm		35	[Stk-%]	Richtwert
Siebanalysen Sand 0/1 und 1/4	SIA 162.311	typische Sieblinie im zulässigen Bereich		Muss-Kriterien
	nach Definition AlpTransit und EMPA; angelehnt an prEN 12620	90% der Sieblinien Produktionsbandbreite		Muss-Kriterien
Siebanalyse Splittfraktionen 4/8, 8/16, 16/22	SIA 162.311	90% der Sieblinien Normsieblinienbereich nach SN 670 130		Muss-Kriterien
Kornform Splittfraktionen 4/8, 8/16, 16/22	prEN 933-6 (Plattigkeitsindex)	35	[-]	Richtwert
Rohdichte	prEN 1097-6 / SN 670 335a			orientierender Nachweis
Wassergehalt	prEN 1097-6			orientierender Nachweis



4
Die Betonier-einrichtung vor dem Tunnel-portal (Wurm)
Equipment for concrete lining at the tunnel entrance (worm)

In Zusammanarbeit mit Holcim und Sika wurden sowohl im Labor als auch auf der Baustelle Mischungen erprobt und die Resultate ausgewertet. Schliesslich wurden Rezepturen definiert, die auch für OB1 neu CEM II/A-D 52.5R (Fortico) sowie weiterentwickelte Fliessmittel auf der Grundlage von Polycarboxylaten (Viscocrete AT-306) enthalten (Betonmischungen siehe **Tabelle 2).** Des Weiteren wurde darauf eingewirkt, dass die Zuschlagstoffe vom Bauherrn mit möglichst geringen Schwankungen produziert werden. Auch an der Betonanlage wurde mit entsprechenden Prozeduren auf möglichst gleichmässige Produktionsparameter hingearbeitet. Seither erfolgt der Sohleinbau ohne Schwierigkeiten und mit der erforderlichen Kadenz.

Betonieren des Innenrings

Installation «Wurm»

Seit 2004 wird parallel zu den TBM-Vortrieben im Tunnel auch der Innenringbeton eingebracht. Diese Baustelle besteht aus einer Vielzahl von Arbeitsschritten; das Betonieren soll aber die Ver- und Entsorgung der TBM möglichst wenig behindern und dazu muss dem arbeitenden Personal in diesem Bereich die grösstmögliche Sicherheit geboten werden. All diese Anforderungen haben dazu geführt, dass TAT eine weltweit einmalige rund 600 m lange Installation (Wurm) entwickelt hat, um den Gewölbebeton einzubringen **(Bild 4),** [7].

Erfahrungen

In umfassenden Versuchen wurden die Mischungen noch weiter verfeinert und optimiert. Es bestätigte sich, dass nur mit Fortico-Zement (CEM II/A-D 52.5R) und mit einer nochmaligen Verbesserung des Zusatzmittels (Viscocrete AT-507) zielführende Lösungen für Betone mit ausreichender Offenzeit und gleichzeitig einer schnellen Frühfestigkeitsentwicklung zu erreichen waren.

Heute sind in den Tunnels gleichzeitig sieben Baustellen in Betrieb, die mit Beton und Spritzbeton versorgt werden müssen. Es werden monatlich Betonmengen zwischen 16'000 und 18'000 m^3 produziert und erfolgreich eingebaut. Es zeigt sich, dass das System nur mit «toleranten», mit ausreichendem Vorhaltemass produzierten Rezepturen in der Lage ist, alle Schwankungen der Materialeigenschaften und der Einflussparameter wie Temperatur, Transportzeiten etc. ausreichend abzudecken.

*In collaboration with Holcim and Sika tests were carried out on mixes both in the laboratory and in situ and the results were evaluated. Finally the mix designs were defined, which for the OB1 also include CEM II/A-D 52.5R (Fortico) as well as further developed superplasticizer on a polycarboxylate (Viscocrete AT-306) basis (for concrete mixes see **Table 2)**. In addition, it was requested that the aggregates produced by the owner exibit as little variation as possible. Also, in connection with the concreting plant, we worked towards obtaining, by means of appropriate procedures, as uniform production parameters as possible. Since then the invert could be constructed without any difficulties and at the required rate.*

Concreting the Inner Lining

Installation «Wurm»

*Since 2004 the tunnel's concrete inner lining is being placed at the same time as the TBM drives. This construction site consists of a variety of working stages; the concreting work however should not hinder significantly the supply and removal of the TBM and moreover the workers in this area should be provided with the best possible safety. All these requirements have meant that the Consorzio TAT had to develop an unparalleled 600 m long installation (Wurm), to allow the concrete lining to be placed **(figure 4)**, [7].*

Experiences

In numerous tests the mixes were further refined and optimized. It was confirmed that only with Fortico cement (CEM II/A-D 52.5R) and further improvement of the admixture (Viscocrete AT-507) could solutions be achieved for concretes with a long enough setting time and at the same time a rapid early strength development.

Betonmischungen			Ausgangs-mischung OB1 P 7221	Ausgangs-mischung OB2 P 7311	Sohlen-beton OB2 510021	Gewölbe-beton OB1/OB2 510 024	Beton 0 -16mm OB1/OB2 512 002	PPF-Beton OB1/OB2 511 091
Klassierung			B 40/30 FF, W	B 40/30 FF, W, HS	B 40/30 FF, W, HS	B 40/30 FF, W, HS	B 40/30 FF, W, HS	B 40/30 FF, W, HS
Zement	CEM II/A-L 32.5R	[kg/m³]	360					
	CEM II/A-D 52.5R	[kg/m³]		375	375	375	375	375
Zusatzmittel	Sika ViscoCrete AT 6	[kg/m³]	6.12	5.63				
	Sika Tard AT 11	[kg/m³]	0.54	0.56				
	Sika Pump AT 31	[kg/m³]		1.88				
	Sika ViscoCrete AT 306	[kg/m³]			4.5			4.88
	Sika ViscoCrete AT 507	[kg/m³]				4.5	4.5	
Flugasche	Hydrolent	[kg/m³]					50	50
PP-Fasern	Fibermesh 150-6	[kg/m³]						2
Gesteinskörnung		[kg/m³]	1820	1820	1796	1804	1715	1732
	0 - 3 mm	[%]	10	10				
	0 - 4 mm	[%]	35	35				
	0 - 1mm	[%]			21	23	21	20
	1 - 4 mm	[%]			20	18	28	21
	4 - 8 mm	[%]	5	5	12	10	24	8
	8 - 16 mm	[%]	10	10	20	21	27	23
	16 - 22 mm	[%]	40	40	17	28	0	28
W/Z		[-]	0.5	0.48	0.52	0.52	0.52	0.52
Ausbreitmass	(bei der Herstellung)	[mm]	575	470	550	550	540	540

Gebräuliche Betonmischung
Current concrete mixes

Trotzdem kam es gelegentlich beim Beton zu Phänomenen wie unkontrolliertes, schnelles Ansteifen oder im Gegenteil zu einer spontanen Verflüssigung mit teilweiser Entmischung, die mit unserem bisherigen Wissen nicht in Einklang zu bringen sind. Vertiefte Untersuchungen zur Interaktion von Glimmer und Feinstanteilen des Sandes mit den Zusatzmitteln oder dem Zement sind bei Holcim noch im Gang.

Ausblick/ Zusammenfassung

In Bodio hat das Consorzio TAT bemerkenswerte Leistungen vollbracht: Insgesamt über 20 km TBM-Vortrieb und mehr als 12 km Tunnelverkleidung **(Bild 5)** wurden erzielt (Stand Nov. 2005). Die verlangten Festbeton-Eigenschaften wurden stets problemlos erreicht und übertroffen. Die Forderungen des Bauherrn nach einem qualitativ einwandfreien und dauerhaften Bauwerk werden vollumfänglich erfüllt. Nebst der Betontechnologie stellen möglichst konstante Produktionsparameter und eine einwandfrei funtionierende Logistik den Schlüssel zum Erfolg dar.
Nebenbei wurden auf Verlangen des Bauherrn zusätzliche Betonrezepturen mit Polypropylenfasern, beziehungsweise mit Grösstkorn 16 mm, anstelle der üblichen 22 mm, entwickelt. In beiden Fällen konnte die Lösung durch die Beimischung von Flugasche erreicht werden.

In the tunnels there are currently seven construction sites in operation simultaneously that have to be supplied with concrete and shotcrete. Each month concrete volumes from 16'000 to 18'000 m³ are produced and successfully placed. It is shown that only by producing «tolerant» design mixes with adequate margin that it is possible to deal with all variations of material properties and influence parameters like temperature transport times, etc., by having «tolerant» design mixes produced with an adequate margin of concrete cover.
Nevertheless, the concrete occasionally exhibits phenomena such as uncontrolled rapid stiffening or on the contrary spontaneous flexidizing with partial seqreqation, which is not in accord with previous experience. More detailed investigations on the interaction of mica and the fines in the sand with the admixetures or with the cement are currently being undertaken by Holcim.

Outlook/Summary

*In Bodio the Consorzio TAT has achieved remarkable performances: In total over 20 km TBM drive and more than 12 km tunnel lining **(figure 5)** were reached (Stand Nov. 2005). The required properties of the hardened concrete were always reached or exceeded without any problems. The owner's requirements of a high quality and durable structure*



5
Fertig verkleideter Tunnel
Finished tunnel lining

Die Anwendung des Betonsystems, die Änderung von Betonrezepturen und die Eigenschaften der vom Bauherrn gelieferten Gesteinskörnungen haben zu einigen werkvertraglichen Diskussionen mit dem Bauherrn geführt, die kürzlich einer einvernehmlichen Lösung zugeführt werden konnten.
Ohne den entscheidenden Input unseres Betontechnologen und einer pragmatischen, zielorientierten Zusammenarbeit aller Beteiligten bei der Verbesserung der Betonrezepturen wären die heutigen Leistungen nicht möglich gewesen.

have been completely fulfilled. Besides the concrete technology, very uniform production parameters and a fully functioning logistics are the key to success.
In addition, at the request of the owner, further concrete mix designs with polypropylene fibres and with a maximum aggregate size of 16 mm instead of the usual 22 mm have been developed. In both cases the solution could be obtained by admixing fly ash.
The application of the concrete system, changing the concrete mix designs and the properties of the aggregate supplied by the owner led to some contractual discussions with the owner, which could recently be ironed out with a solution acceptable to both sides.
Without the decisive input of our concrete specialists and a pragmatic, goal-oriented cooperation of all parties involved in improving the concrete mix designs the present performances would not have been possible.

Autor / Author

Bruno Gugelmann
Dipl. Bauing ETH/SIA
Baustellendirektor Consorzio TAT
Casella postale 5
CH-6742 Pollegio
bruno.gugelmann@tat-ti.ch

Referenzen / References

[1] P. Teuscher, P. Zbinden; Die AlpTransit-Projekte am Lötschberg und am Gotthard, Betonbau in der Schweiz, SIA für fib-CH, 2002.
[2] O. Böckli; Bodio - Erfahrungen nach der Vortriebshälfte, Swiss Tunnel Congress 2005, Fachtagung für Untertagbau, Luzern.
[3] H.C. Schmid; Betonsysteme: Überblick / Umsetzung / spezielle Probleme, AlpTransit-Tagung 2002, Fachtagung für Untertagbau, Thun.
[4] M. Keller; Betonproduktion mit strengen Vorgaben, AlpTransit-Tagung 2003, Fachtagung für Untertagbau, Locarno.
[5] A. Leemann, C. Thalmann, M. Kruse; Gebrochene Zuschlagstoffe, Ergänzende Prüfungen zu den bestehenden Beton-Normen - Erfahrungen bei AlpTransit Gotthard, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 24, 1999.
[6] A. Leemann, W. Studer; Die Auswirkungen von freien Schichtsilikaten im Zuschlag auf die Eigenschaften von Mörtel und Beton, EMPA Untersuchungsbericht Nr. 166'184, 1998.
[7] S. Wallis; Maximising the advantage, Tunnels & Tunneling International, December 2004.

Franz Fischli, Peter Romer



1 Verankerte Betonriegel unter der Caselertobelbrücke: die Ankerreihen mit Schutzdach stammen aus dem Jahr 2003, die andern Anker von 1991. *Anchored concrete retaining walls beneath the Caselertobel Bridge: the anchors with a canopy are from the year 2003, the others from 1991*

Project data

Client
Canton of Grisons, Chur
Consultant, Expert
Dr. Vollenweider Ltd., Zürich
Project Management
Canton of Grisons, Chur
Contractor: *Mettler Sons Ltd., Chur (subcontractor to Ing. Greuter Ltd.)*
Drilling Contractor
Ing. Greuter Ltd., Hochfelden
Anchor Contractor
VSL (Switzerland) Ltd., Subingen
Construction
Autumn 2003

Einleitung

Die Caselertobelbrücke ist eine der zahlreichen Brücken zwischen Thusis und Tiefencastel (Kt. Graubünden), die nur mittels umfangreicher Verankerung der Fundamente eine genügende Stabilität aufweist. Dieser Strassenabschnitt entlang der Schinschlucht garantiert den wintersicheren Zugang ins Oberhalbstein und nachfolgend über den Julier ins Engadin und damit in touristisch wichtige Gebiete.

Der Grund für die schon zum zweiten Mal notwendig gewordenen Sicherungsmassnahmen liegt darin, dass die Schinstrasse in diesem Abschnitt ein aktives Rutschgebiet durchquert. Die Brücke über das Caselertobel liegt in einer Hangrutschzone mit einem Bewegungsmass zwischen 18 bis 35 mm pro Jahr. Der Rutschhang verursacht immer wieder Schäden an den bestehenden Kunstbauten. Die Caselertobelbrücke ist das am akutesten gefährdete Bauwerk, angrenzende Strassenabschnitte bedürfen ebenfalls baldiger Stabilisierungsmassnahmen.

Introduction

The Caselertobel Bridge is one of the numerous bridges between Thusis and Tiefencastel (Canton of Grisons that exhibits sufficient stability solely due to extensive anchoring of their foundations. This section along the Schin Canyon guarantees the winterproof access to the Oberhalbstein and over the Julier Pass and thus, into touristically important regions.

The reason for new additional safety measures is the fact that the road along the Schin Canyon crosses an active area of slides. The bridge over the Caseler Gorge is situated in an unstable slope zone with movements measuring 18 to 35 mm per year. The slides continually cause danger to existing engineering structures and the Caselertobel Bridge is the one with the highest risk potential, while adjacent road sections will soon need slope stabilisation measures as well.

Projektdaten

Bauherr
Tiefbauamt Graubünden, Chur
Planer, Berater
Dr. Vollenweider AG, Zürich
Bauleitung
Tiefbauamt Graubünden, Chur
Bauunternehmer
Mettler Söhne AG, Chur
(Subunternehmer von Ing. Greuter AG)
Bohrunternehmer
Ing. Greuter AG, Hochfelden,
Auftragnehmer des Bauherrn
Ankerunternehmer
VSL (Schweiz) AG, Subingen
Bauausführung
Herbst 2003

Verankerungsmassnahmen im Jahr 1991

Die im Jahr 1991 durchgeführten Ankerarbeiten hatten folgende Charakteristik:

- Anzahl: 36 Stück, alles regulierbare Messanker
- Typ der Anker: permanent gemäss SIA V 191, mit je 9 polyäthylenumhüllten und gefetteten Litzen 0.5" (100 mm^2), ausinjiziert mit Zementinjektionsgut
- Kapazität: Ftk = 1640 kN, Po = 400 kN (= 24.4% Ftk)
- Länge: zwischen 50 m und 60 m

Die Verankerung war auf das Rutschverhalten des Hanges ausgerichtet und erlaubte eine stufenweise Reduktion der stetig zunehmenden Tragkraft der Anker. Die Reduktion der Ankertraglast ist durch die Tragkraftablassbarkeit des VSL-Ankers vom Typ EA gewährleistet.
Die Anker wurden in mehr oder weniger regelmässigen Intervallen jeweils auf eine Kraft von ca. 800 kN abgelassen. Aufgrund der Resultate der Messanker zeichnete sich ab, dass zusätzliche Anker notwendig sein würden.

Anchoring Measurements in 1991

The anchor work carried out in 1991 had the following characteristics:

- *Number: 36, all of them adjustable measuring anchors*
- *Type of anchors: permanent according to SIA V 191, each with 9 polyethylene coated and greased strands 0.5" (100 mm^2), injected with cement grout*
- *Capacity: Ftk = 1640 kN, Po = 400 kN (= 24.4 % Ftk)*
- *Length: between 50 m and 60 m*

The anchorage was designed to cope with the sliding behaviour of the slope and allows a step by step reduction of the continually increasing bearing load of the anchor. The reduction of the load is ensured by the characteristics of the VSL anchorage type EA which allows the load to be totally released.
The anchors were reduced in incremental steps to a load of approximately 800 kN. Based on the results of the anchor measurements it became evident that additional anchors would be necessary.



2
Die Bohrungen erfolgten von einer 12 m x 7 m grossen Plattform aus
Drilling was carried out from a 12 m x 7 m big platform

Das Projekt aus dem Jahr 2003
Die Hangsicherung bei den beiden Hauptpfeilern der Brücke wurde durch Betonriegel sichergestellt. Die in diesem 30° bis 35° steilen Hang erstellten Riegel sind rund 2.2 m hoch und bis zu 12 m lang und sind mit je 10 bis 12 Ankern stabilisiert.
Die Planer und Bauingenieure entschlossen sich, die Verankerung aus dem Riegel vorstehen zu lassen, damit spätere Korrekturmöglichkeiten auf einfache Art gewährleistet sind. Um die ca. 100 cm aus den Betonriegeln vorstehenden Anker und die Ankerköpfe vor Steinschlag zu schützen, wurden die Riegel mit einem ca. 130 cm breiten Vordach ergänzt.
Die Anker für diese Hangsicherung haben folgende Merkmale:

- Anzahl: 3 Versuchsanker (später als Bauwerksanker integriert) und 57 Bauwerksanker
- Typ der Anker: permanent/elektrisch isoliert nach SIA V 191 (heute SIA 262), wie oben jedoch mit 12 Litzen
- Kapazität: Ri = 2184 kN, Po = 1310 kN (60% Ptk)
- Längen: 35 m bis 59 m
- Besonderes:
- 6 Anker sind regulierbare Messanker (+50 mm / -300 mm) und 44 Anker sind als Kontrollanker ausgebildet.
- Alle Anker sind mit einem mehrfachen Nachinjektionssystem ausgerüstet.

Mit diesen Massnahmen soll die Verschiebungsgeschwindigkeit des Hanges in diesem Abschnitt der Schinschlucht auf 2 bis 3 mm pro Jahr reduziert werden. Die Nutzungsdauer der Hangsicherung beträgt 50 Jahre.

Installationen

Die Bauarbeiten wurden von oben nach unten ausgeführt. Um diese sauber und fachgerecht ausführen zu können, war es wichtig, dass in diesem steilen Gelände bei jedem Widerlager eine Plattform von 12 x 7 m aufgebaut und umgesetzt wurde. Um die verrohrten Bohrungen mit einem Durchmesser von 178 mm auf 60 m vortreiben zu können wurde ein Raupenbohrgerät von 13

The Project of 2003

The stabilizing of the slope at the main piers of the bridge was by means of concrete retaining walls. The retaining walls in the 30° to 35° steep slope are 2.2 m high and up to 12 m long and are stabilized by 10 to 12 anchors each.
The consultants decided to have the anchorage protrude from the retaining wall to allow for future adaptations in an easy manner. To protect the protruding anchors and anchorages from falling rocks the retaining wall was augmented by a 130 cm wide canopy.
The anchors for the slope protection had the following characteristics:

- *Number: 3 test anchors (later integrated as working anchors) and 57 working anchors*
- *Type of anchors: permanent / electrically isolated according to SIA V 191 (today SIA 262), as above but with 12 strands*
- *Capacity: Ri = 2184 kN, Po = 1310 kN (60% Ptk)*
- *Lengths: 35 m to 59 m*
- *Features: 16 anchors were*



3
Einbau des bis zu 59 m langen Ankers
Homing of the 59 m long anchor

to mit Doppelkopfausrüstung und Luftspülung eingesetzt. Ein kontinuierlicher Arbeitsablauf war insofern schwierig, da mit den Aushubarbeiten für das untere Widerlager erst begonnen werden konnte, wenn die Anker am oberen Widerlager gespannt waren.

Abläufe

Die angetroffene Bodenbeschaffenheit beim Bohren der Anker entsprach den in den Ausschreibungsunterlagen enthaltenen Angaben: 0–ca. 20 m Gehängeschutt, 20–35/45 m versackter Bündnerschiefer und 45–60 m Bündnerschiefer.

Die Bohrung im Bereich der Verankerungslänge, der Einbau der Anker und die Primärinjektion mussten innerhalb eines Arbeitstages ausgeführt werden. Es wurden 6 Bohrlochvermessungen durchgeführt. Die Bohrgenauigkeit lag bei allen sechs gemessenen Böhrlöchern unter dem vorgegebenen Toleranzwert.

Bei den Bohrungen mit geringer Neigung von 5 bis 7 Grad musste der Anker mit einer speziellen Seilwinde eingebaut werden.

Alle Injektionen wurden mit Sulva-Cem Zement und expandierendem Zusatzmittel ausgeführt. Es war zwingend notwendig 3 bis 5 mal nachzuinjizieren.

Beim obersten Riegel wurden die 3 Versuchsanker eingebaut, die nach erfolgreicher Prüfung als Bauwerksanker integriert wurden. Die Versuche wurden genau 10 Tage nach der letzten Nachinjektion der Verankerungslänge durchgeführt. Normgemäss wurden die Spannproben für die Bauwerksanker frühestens 10 Tage nach der letzten Nachinjektion durchgeführt.



4 Die Ankerversuche wurden mit einer grosshubigen Presse durchgeführt
For the test anchors an extra long stroke jack was used

adjustable measuring anchors (+50 mm/-300 mm) and 44 were controllable
- *all anchors were equipped with a multiple post-injection system.*

With these measures the rate of creep movement of the slope in this area of the Schin Canyon should be reduced to 2 to 3 mm per year. The service life of the slope protection is 50 years.

Installations

The works were carried out from top to bottom. To carry them out properly and professionally in this steep terrain it was essential to build up a 12 x 7 m movable platform. To drill down to 60 m with a casing of 178 mm diameter, a crawler base driller of 13 tonnes with a double head drilling device and air flushing was used. A continuous work procedure was difficult as excavation work for a lower abutment could only start when the anchors of the upper abutment were stressed.

Work procedures

The soil conditions encountered during drilling corresponded to those specified in the submission documents: 0 to approx. 20 m slope material, 20 to 35/45 m creeping Grisons slate (Bündner schist) and 45 to 60 m Grisons slate (Bündner schist).

The drilling of the bond length, the homing of the anchor as well as the primary injection had to be carried out on the same working day. Six borehole measurements were carried out. The drilling accuracy of all six drilling holes were within the specified tolerances.

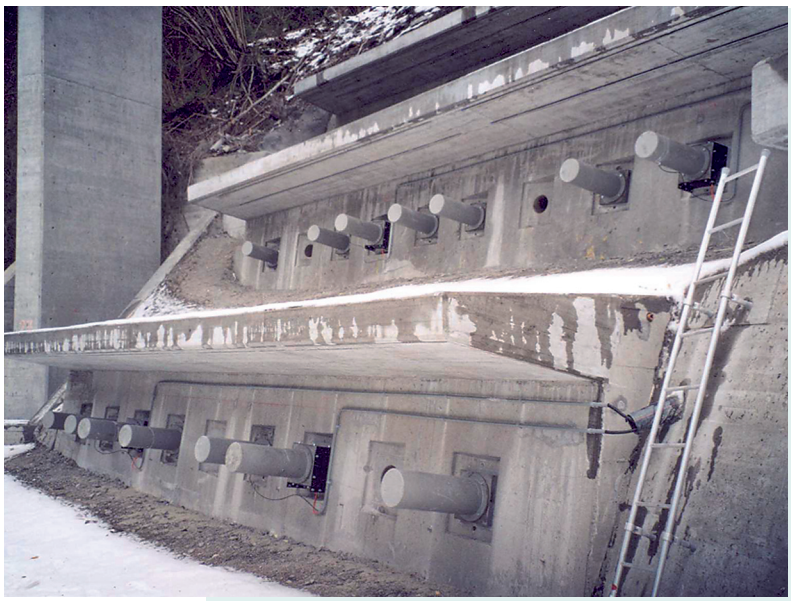
Drilling of a hole with an angle of 6 to 7 degrees necessitated the use of a special winch.

All injections were carried out with a Sulva-Cement and an expanding additive. It was necessary to reinject 3 to 5 times.

Three test anchors were built in at the highest retaining wall. After successful testing they were integrated as working anchors. The tests were performed exactly 10 days after the last reinjection. As specified by the Swiss Standard the verification tests for the working anchors took place 10 days after reinjection at the earliest.

Electrically-isolated anchors

Electrically-isolated anchors have been state-of-the-art for more than 20 years in Switzerland. They proved to be a success. The method defines the quality of the corrosion protection and also the durability of an anchor by taking the electrical resistance between



5
Anker der Generation 2003: total 16 regulierbare Messanker und 44 Kontrollanker mit einem Regulierbereich von +50 mm bis -300 mm
Anchors of 2003: a total of 16 adjustable measuring anchors with a range between +50 mm and -300 mm

Elektrisch isolierte Anker

Elektrisch isolierte Anker sind in der Schweiz schon seit mehr als 20 Jahren Stand der Technik und haben sich bewährt. Die Methode definiert die Qualität des Korrosionsschutzes und damit der Dauerhaftigkeit des Ankers dadurch, dass sie den elektrischen Widerstand zwischen dem Stahlzugglied bzw. Ankerkopf und dem Baugrund bzw. Bauwerk als Kriterium für die Dichtheit der korrosionsverhindernden Umkapselung des Ankers und die Isolation zwischen dem Ankerkopf und dem Bauwerk nimmt.

Wird bei einem gespannten und fertig injizierten Anker ein minimaler Widerstand von 0.1 Megaohm gemessen, gilt die Kunststoffumhüllung und die Isolation als dicht genug, um Schäden von chemischen Angriffen und Streuströmen zu verhindern. Die Wirksamkeit der Methode verlangt einen robusten und sorgfältig zusammengebauten Anker und eine qualitätsbewusste Bohrfirma mit einer gut ausgebildeten Baustellenequipe.

Die Methode der elektrisch isolierten Anker ist auch integrierender Teil der EN 1537 und wird auch ausserhalb der Schweiz anerkannt und zunehmend attraktiv.

Die Herausforderungen dieser Baustelle

Eine der Herausforderungen war sicher die grosse Länge der Anker. Die Gesamtlänge von bis zu 59 m bedeuten für den Hersteller und den Bohrunternehmer ausserordentliche Massnahmen. So musste die Fabrikationsanlage bei der VSL (Schweiz) AG um über 20 m verlängert und das Gerät zum Herstellen der Anker auf Grund von Optimierungsversuchen neu eingestellt werden. Auf der Baustelle waren die 59 m insofern kritisch, als dass die Ankerachsen relativ flach sind und das Einbringen der ca. 600 kg schweren Anker deshalb einerseits eine gewisse «Handlingskraft» benötigte, anderseits jedoch dieser Teil der Arbeit mit einem hohen Mass an Fingerspitzengefühl wegen drohender Verletzung der Korrosionsschutzumhüllung ausgeführt werden musste.

Die Baustellenabläufe wurden zusätzlich komplex und aufwändig, weil die Baustelle an einem steilen Hang liegt und nur schwierig zu-

the steel tension member or anchor head respectively and the soil or the structure respectively as the criterion for the tightness of the corrosion prevention encapsulation and for the isolation between the anchorage and the structure.

For a tensioned and fully grouted anchor, if a minimum resistance of 0.1 MegaOhm can be measured, the plastic encapsulation and the isolation are considered tight enough to prevent damage from chemical attack and stray currents. The effectiveness of the method necessitates a robust and carefully assembled anchor and a high quality drilling company with well trained site personnel.

The method using electrically isolated anchors is an integral part of EN 1537 and is also recognized and attracting increasing interest outside Switzerland.

The challenges of the site

One of the challenges was certainly the big length of the anchors. The total length of up to 59 m requiries special measures for the supplier and the drilling company. The assembly line at VSL's workshop in Switzerland had to be extended by 20 m and based on optimization tests the equipment used for fabricating anchors had to be adapted. On site the 59 m was critical due to the fact that the anchor axes are relatively flat and that the homing of the 600 kg anchor necessitates on the one hand a certain handling force and on the other hand a high degree of subtle intuition because of the threat of damaging the corrosion protection encapsulation.

In addition, the working procedures were complex and cumbersome because the site was a steep slope which was hardly accessible. It was particularly difficult as the sequence of works necessitated the drilling equipment to be moved again and again from anchor to anchor.

gänglich ist, v.a. aber dann auch deshalb, weil es die Reihenfolge der Arbeiten erforderte, dass das Bohrgerät immer wieder von Riegel zu Riegel umgestellt werden musste.
Probelmatisch war vielfach die Bohrung im Bereich der freien Ankerlänge, da die Spülluft im Boden versickerte. Damit trotzdem eine Freispülung erfolgte wurde das Bohrsystem speziell den Verhältnissen angepasst.
Der Regulierbereich von + 50 mm bis - 300 mm erlaubt es, bei Ansteigen der Kräfte die Anker immer wieder massvoll zu entspannen. Dies wird mit der Verankerung VSL ER Spezial 5-12 oder 5-19/14 mit mehreren Ringmuttern von total 350 mm Länge erreicht. Der Einbau einer solchen Verankerung erfordert viel Geschick und spezielle Zentrier- und Befestigungshilfen, insbesondere wenn diese Anker zusätzlich als regulierbare Messanker (Typ ER-D) auszubilden sind.
Generell ist jede Baustelle mit elektrisch isolierten Ankern eine Herausforderung für Ankerlieferant und Bohrunternehmer. Unter den oben erwähnten Umständen - Länge 59 m, schwieriger Zugang und prekäre Einbaubedingungen - muss angesichts der guten elektrischen Widerstände (es waren lediglich 3 Anker oder 5% mit einem Wert von < 0.1 MegaOhm) von einem guten Resultat gesprochen werden.

Also problematic was the drilling in the free anchor length as the air flushing used for clearing escaped into the ground. To get a clean borehole, the drilling system had to be specially adapted to the conditions on site.
The adjusting capacity from + 50 mm to - 300 mm allows the increasing force of the anchor to be detensioned as much as needed. This is achieved with an anchorage VSL ER Special 5-12 or 5-19/14 with several ring nuts with a total length of 350 mm.
The on-site assembly of such an anchorage requires a lot of skill and special centering and fixing devices, in particular where the anchor was an adjustable surveillance anchor type ER-D.
Every anchor site with electrically-isolated anchors is a challenge for both the anchor supplier and the drilling contractor. In view of the above described circumstances - length 59 m, difficult access and precarious homing conditions - the results of the electrical resistance measurements (3 anchors or 5% with a value < 0.1 Mega-Ohm) have to be considered as good.

Autoren / Authors

Franz Fischli
VSL (Schweiz) AG
Industriestrasse 14
CH-4553 Subingen
ffischli@vsl-schweiz.ch

Peter Romer
Ing. Greuter AG
Langmattstrasse 8
CH-8182 Hochfelden
romer@greuterag.ch

Robert Bossart, Roman Heeb

Einleitung

Auf der Strasse von Chur nach Arosa stellt das Castieler-Tobel ein Hindernis dar, das bisher zu einer engen Strassenschleife tief im nördlich gelegenen Hang geführt hat. Im Zuge des Ausbaus der Schanfiggerstrasse (Chur – Arosa) wurde das Tobel mit einer eleganten Brücke überwunden. Der Bau dieser Brücke beinhaltet eine Reihe von anspruchsvollen Aufgaben. Eine davon wurde auf eindrückliche Weise mit permanenten Boden- und Felsankern gelöst.

Objekt

Beschrieb

Der 275m lange Durchlaufträger der Castieler-Tobelbrücke liegt auf drei Pfeilern mit Kopfstreben und den beiden Widerlagern. Die Spannweiten von 55 bis 77 m ergeben grosse Kräfte in den Auflagern. Die Fundamente zweier Pfeiler liegen in rutschgefährdeten Zonen. Bei den beiden Pfeilern und dem einen Widerlager mussten Massnahmen zur Sicherung dieser Fundamente ergriffen werden. Das Widerlager Seite Arosa wurde mit Boden- und Felsankern Stahlton CONA-Sol ins Berginnere verankert. Bei den Pfeilerfundamenten 1 und 2 dagegen ist mit grösseren Verschiebungen zu rechnen, sodass die Fundamente vor dem Kriechhang gesichert werden mussten. Dies wurde mit einer u-förmigen Schutzmauer rund um den Pfeilerfuss realisiert. Diese Mauern werden mit je 2 Felsankern in den stabilen Untergrund verankert. **(Bild 1)**

Konstruktion

Die Anker des Widerlagers sind:
- 5 Anker CONA-Sol Typ L12, K1
- Freie Ankerlänge: 13m
- Verankerungslänge: 7m
- Festsetzkraft: 1000 kN
- 1 Messanker

Die Anker der Stützenschutzmauer sind:
- je 2 CONA-Sol Typ L19, K1
- Freie Ankerlänge: 15m
- Verankerungslänge: 9m
- Festsetzkraft: 800 kN
- Alle Anker sind Messanker

Projektdaten

Region Graubünden
Nutzung des Bauwerks Zufahrt zum Schanfiggertal und Arosa
Bauherr Tiefbauamt Graubünden, Abt. Kunstbauten, Chur
Bauunternehmer Erni J. AG, Flims
Ankerunternehmer: Stahlton AG, Zürich
Projektingenieur Fanzun AG, Chur
Bauausführung 2002 bis 2004

Herausragendes Merkmal Verankerte Schutzmauer, um die Pfeilerfundamente vor der Bewegung des Rutschhangs zu sichern.

Project data

Region *The Grisons*
Use of the structure *Access to the Schanfigger valley and Arosa*
Owner *Building Authority of Canton Graubünden, Section Structures, Chur*
Contractor *Erni J. AG, Flims*
Anchor Contractor *Stahlton AG, Zurich*
Design Engineer *Fanzun AG, Chur*
Execution *2002 to 2004*

Main feature *anchored walls to protect the pier foundations from creep movements in the slope.*



1 Ansicht der Castieler-Tobelbrücke im Bau
View of the Castieler Gorge Bridge during construction

Introduction

On the road from Chur to Arosa one of the main obstacles to be overcome is the Castieler gorge, which previously necessitated a narrow bend in the road running along the north-bounding slope. As part of the improvement of the Schanfigger road (Chur - Arosa) the gorge was crossed by constructing an elegant bridge. The construction of this bridge involved a series of challenging problems. One of these was solved in an impressive way by means of permanent ground anchors.

Object

Description

The 275m long continuous beam of the Castieler Gorge Bridge rests on three piers with a braced connection at the top and two abutments. The spans of 55m to 77m result in large forces at the support bearings.





2 Pfeilerfuss mit Schutzwand im Vordergrund
Base of bridge pier with protection wall in the foreground

3 Schutzwand mit Ankerkopf
Protection wall with anchor head

Die Ankerköpfe werden durch spezielle Beton-Nischen vor Steinschlag und Witterungseinflüssen geschützt. Die Ablesung der Druckmessdosen erfolgt unmittelbar am Ankerkopf. Damit werden alle Einflüsse, die durch längere Messleitungen entstehen könnten, eliminiert. **(Bilder 2, 3, 4)**

Ausführung als permanente Anker K1

Alle Anker sind als permanente Anker K1 ausgeführt, d.h. sie verfügen über einen umfassenden Korrosionsschutz. Diese Anforderungen, welche zuerst durch die Empfehlung SIA V191: Vorgespannte Boden- und Felsanker (1995) und neu durch die Norm SIA 267: Geotechnik definiert worden sind, stellen das weltweit führende Schutzniveau dar. Das Spannglied der Anker ist vollumfänglich elektrisch isoliert ausgebildet. Damit ergibt sich die Möglichkeit, den elektrischen Widerstand dieser Schutzhülle zu messen, und das Einhalten der geforderten Minimalwerte zu prüfen. Dies ist nicht nur zum Zeitpunkt der Erstellung der Anker

The foundations of two piers are situated in zones endangered by creep movements. In the case of two piers and one abutment measures had to be taken to ensure the stability of these foundations. The abutment on the Arosa side was anchored at a depth in the hillside where no creep takes place using ground anchors of type Stahlton CONA-Sol. With pier foundations 1 and 2, on the other hand, one has to reckon on large displacements, so that the foundations had to be protected from the creeping slope. This was achieved using a u-shaped protective wall around the foot of the pier. These walls are both anchored by means of two ground anchors in the stable bedrock. ***(figure 1)***

Execution

The anchors for the abutment are:

- *5 anchors CONA-Sol, type L12, K1*
- *free anchor length: 13m*
- *fixed anchor length: 7m*
- *lock-off load: 1000 kN*
- *1 anchor for assessment and monitoring*

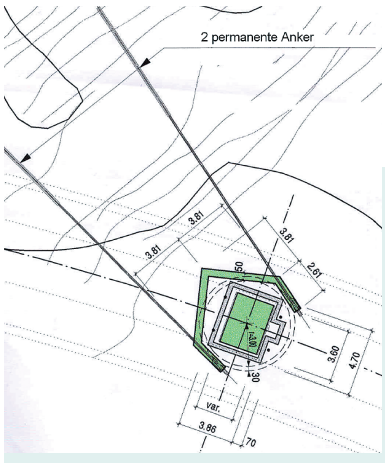
The anchors for the walls protecting the piers are:

- *per pier 2 CONA-Sol, type L19, K1*
- *free anchor length: 15m*
- *fixed anchor length: 9m*
- *lock-off load: 800 kN*
- *All anchors serve assessment and monitoring purposes*

The anchor heads are protected from rock fall and weathering influences by special concrete niches. Reading the load cells is carried out at the anchor head itself. In this way all influences that could be caused by long measuring cables are eliminated. ***(figures 2, 3, 4)***

Execution as permanent anchor K1

All anchors are executed as permanent anchors, i.e. they are provided with comprehensive corrosion protection. These requirements, which were first defined in the recommendation SIA V191: Prestressed Ground Anchors (1995) and recently in the code SIA 267: Geotechnical Design, represent the highest level of protection worldwide. The anchor's tendon is designed to be completely insulated electrically. This allows the electrical resistance of the protective sheath to be measured and compliance with the minimum values to be checked. This is not only meaningful at the time when the anchor is installed, but also over the whole of its working life.



4 Grundriss Schutzwand und Anker
Plan with protection wall and anchors

wichtig, sondern auch über die gesamte Lebensdauer der Anker. Es gelingt so, eine Aussage über das Verhalten der Schutzhülle selbst und indirekt über deren Schutzwirkung während der gesamten Nutzungsdauer der Brücke zu erhalten. Damit werden Boden- und Felsanker bezüglich ihrer Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit vergleichbar mit allen anderen Bauelementen.
Die Messung der Widerstände kann direkt am Ankerkopf vorgenommen werden (wie im vorliegenden Fall), oder zentral in einem zusammengefassten Messkasten. Bei einigen Anwendungen kommen heute auch Lösungen vor, welche mit elektronischer Datenübermittlung arbeiten. Dies erlaubt, eine dauernde Fernüberwachung mit Alarmauslösung zu realisieren. **(Bild 5)**

Wirkungsweise der Schutzmauern und der Pfeiler-Schutzverankerungen

Die Schutzmauern der Pfeilerfundamente sind durch die Anker fest mit dem stabilen Untergrund verbunden, denn die Anker reichen bis in die unbewegliche Zone des Hangs hinein und führen damit zu einer Rückhaltewirkung der Schutzmauern. Dies bedeutet, dass die Anker mit zunehmender Bewegung des Hangs höhere Kräfte übernehmen müssen.
Aus diesem Grund werden die Anker zwar auf ihre Prüflast von 2550 kN geprüft, jedoch weit unterhalb dieser auf 800 kN festgesetzt.
Die Hangbewegung führt zu einem Anwachsen der Ankerkräfte, welche periodisch abgelesen werden. Sobald die Kräfte die zulässige Grenze erreichen sollten, können sie entlastet werden. Dazu würden als erstes die eigens vorgesehenen Stützschalen entfernt. Falls diese Massnahme nicht ausreichend sein sollte, kann zusätzlich durch Anziehen der stehen gelassenen Litzenüberstände die Anker entkeilt und auf dem ursprünglichen Kraftniveau neu festgesetzt werden.
Dabei wird sich die Schutzmauer voraussichtlich bewegen. Durch Messung der Kronenbewegung kann der Zustand des Fundamentschutzes ermittelt und in späteren Jahren zusätzliche Massnahmen getroffen werden. Dieses Vorgehen ermöglicht es, die Bewegung des Rutschhangs zu beherrschen und deren Auswirkungen auf die Sicherheit der Brücke in den Griff zu bekommen.



5 Spannen der Anker Tensioning of ground-anchor
Tensioning of ground anchor

Autoren / Authors

Robert Bossart
dipl.Ing ETH/SIA
Stahlton AG
Riesbachstrasse 57
CH-8034 Zürich 8
robert.bossart@stahlton-avt.ch

Roman Heeb
Bauführer
Stahlton AG
Martinsbruggstr. 67
CH-9016 St-Gallen
roman.heeb@stahlton-avt.ch

It enables one to report on the behaviour of the protective sheath itself and indirectly on the effectiveness of the protection during the whole of the bridge's working life. Thus the ground anchors are comparable with all other structural components in respect to reliability and durability.
The resistances can be measured directly at the anchor head (as in the present case), or in a central measuring unit. In some applications today one encounters solutions that work with electronic data transmission. This permits continuous remote monitoring with the setting off of an alarm. ***(figure 5)***

Method of Action of the Protection Wall and the Pier Anchorages

The protection walls for the pier foundations are tied-back to stable ground by means of the anchors. Since the anchors reach down to ground zones unaffected by slope creep they provide a stabilizing action on the protection walls. This means that the anchors have to withstand greater forces with increasing movements in the slope. For this reason the anchors are loaded up to the test load of 2550 kN, but are locked-off well below this value at 800 kN.
The slope movements lead to an increase in the anchor forces, which are measured periodically. As soon as the forces reach the admissible value, they can be unloaded. To do this, firstly the protective linings planned specifically for this purpose are removed. If this measure is not sufficient, in addition the anchor can be freed from the wedge by tightening the strands left jutting out and locked-off again at the original load level.
In the process the protection wall will probably move. By measuring the displacement of the top the state of the foundation protection can be determined and in later years additional measures can be implemented. The procedure allows the movement of the creeping slope and the effects on the safety of the bridge to be kept under control.

Cédric Thalmann, Jean Pralong, Jacques Burdin

Ausgangslage

Schäden infolge einer Alkali-Aggregat-Reaktion **(Bild 1)** wurden in der Schweiz vor dem Jahr 2000 oft nicht als solche erkannt und fälschlicherweise als Frostschäden interpretiert. Die erste Publikation zu AAR-Schäden in der Schweiz wurde 1995 veröffentlicht [1]. Seither sind verschiedene Publikationen zu diesem Thema erschienen [2 bis 5]. Untersuchungen an Gesteinskörnungen haben ergeben, dass rund 85% der Abbaugebiete in der Schweiz als potentiell Reaktiv gelten [6].

Die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) ist eine Reaktion zwischen Bestandteilen der Gesteinskörnung und der Porenlösung des Betons. Die aus der expansiven Reaktion resultierende Dehnung kann zu Betonschäden führen. Es gibt drei Reaktionstypen der AAR:

- Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)
- Alkali-Silikat-Reaktion (ASR)
- Alkali- Karbonat-Reaktion

In der Schweiz wurden bis anhin nur die AKR und die ASR festgestellt. Damit eine AAR im Beton ausgelöst werden kann müssen folgende drei Bedingungen gleich zeiti erfüllt sein:

- Ausreichend Feuchtigkeit
- Genügender wirksamer Alkaligehalt der Porenlösung
- Potentiell reaktive Gesteinskörnung

1
AAR-Definition und -Typen.
AAR-definition and AAR-types

Ein AAR-Schaden erfolgt aber erst, wenn die aus der Reaktion resultierende Zwangsspannung grösser wird als die Zugfestigkeit im Beton. Als Folge können Gefügestörungen, Risse und Abplatzungen im Beton entstehen **(Bild 2).**
In der Schweiz treten AAR-bedingte Schäden an folgenden Bauwerken auf:

- Stütz- und Flügelmauern, Bordüren
- Aussenbereiche von Tunnels und Galerien
- Brückenpfeiler und Sockelbereiche
- Bauten in Bereich von Wasserkraftanlagen

Die meisten betroffenen Bauwerke haben ein Alter von 20 bis 40 Jahren. Spritzbeton und Betonbauwerke, die nicht der direkten Bewitterung ausgesetzt sind, wie z.B. Untertagebauten, weisen seltener Schadensmerkmale auf [7]. Ein Forschungsprojekt des Bundesamts für Strassen ASTRA hat rund 400 Bauwerke in der Schweiz erfasst, welches Merkmale oder Schäden von AAR aufweisen [8].

Internationale Massnahmen

Auf internationaler Ebene gibt es eine Vielzahl vom Empfehlungen und Normen zur Verhinderung von AAR-Schäden, da die betroffenen Länder aufgrund ihrer spezifischen Rohstoffsituation eigene AAR-Massnahmen definiert haben. Das technische Komitee TC 191 der RILEM arbeitet zurzeit auf eine internationale Harmonisierung der AAR-Normen hin.
Grundsätzlich basieren die AAR-Normen auf zwei Typen von Nachweisverfahren:

- Stofflicher Nachweis: Dieser definiert die Art und/oder die Menge der Zemente und Zusatzstoffe die eingesetzt werden dürfen.
- Prüftechnischer Nachweis: Die Reaktivität des vorgesehenen Betons und/oder der Gesteinskörnung dürfen die Grenzwerte der entsprechenden Prüfungen nicht überschreiten.

Nationale Massnahmen

In der Schweiz gibt es noch keine AAR-Norm. Jedoch wurden AAR-

Starting point

*In Switzerland before the year 2000 damage due to the alkali-aggregate reaction (AAR) **(figure 1)** was not recognized as such and incorrectly interpreted as frost damage. The first publication on AAR damage in Switzerland was published in 1995 [1]. Since then various publications on this topic have appeared [2 to 5]. Investigations on aggregates have shown that about 85% of the quarrying sites in Switzerland are considered as potentially reactive [6].*
*AAR damage first occurs when the resulting constraining stresses caused by the reaction exceed the tensile strength of concrete. Consequently, damage to the matrix, cracks and spalling in the concrete takes place **(figure 2).***
In Switzerland damage due to AAR has been observed in the following structures:

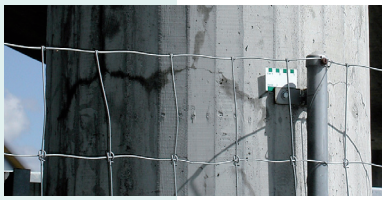
- *retaining and wing walls, decorative borders*
- *external parts of tunnels and galleries*
- *bridge piers and in the region of the base*
- *structures in the vicinity of hydroelectric power stations*

Most of the structures involved have an age of 20 to 40 years. Sprayed concrete and concrete structures that are not exposed directly to weathering, e.g. underground structures, rarely exhibit damage characteristics [7]. A research project of the Federal Office for Roads ASTRA has surveyed around 400 structures in Switzerland that show signs of AAR or damage due to AAR [8].

International Measures

Internationally there are a number of recommendations and codes to prevent AAR damage, since the countries involved because of their specific situation regarding raw materials have defined their own AAR measures. The RILEM Technical Committee TC 191 is cur-





2
Links: Kirche mit bis zu mehreren cm geöffneten Rissen.
Rechts: Brückenpfeiler mit netzartigem AAR-Rissmuster.
Left: Church with centimetres wide open fissures in the concrete.
Right: Bridge pier with AAR-fissures

Massnahmen für verschiedene Bauvorhaben umgesetzt. Die ersten Bauvorhaben, bei welchen Massnahmen für eine AAR-Prävention definiert wurden, sind die Tunnelbauten des Projekts AlpTransit [9]. Die hohen Anforderungen an den Beton und eine geforderte Nutzungsdauer von 100 Jahren bedingte, dass die vorgesehnen Gesteinskörnungen, welche aus geeignetem Tunnelausbruchmaterial hergestellt werden, auch auf ihre potentielle Reaktivität hin untersucht wurden [10, 11]. Die Untersuchungen ergaben, dass rund die Hälfte des für die Produktion vorgesehnen Tunnelausbruchmaterials als potentiell reaktiv einzustufen ist.
In der Schweiz haben sich die französischen Prüfverfahren durchgesetzt. Dies sind insbesondere die Mikrobarprüfung (AFNOR P18-588 und P18-542) zur Bestimmung der potentiellen Reaktivität der Gesteinskörnungen und die Beton-Performance-Prüfung (AFNOR P18-599 und P18-456) zur Beurteilung des AAR-Widerstandes [6]. Der Grenzwert der Mikrobar-Prüfung liegt bei 0.11% (nach 4 Tagen Messzeit) und derjenige der Beton-Per-

rently working on an international harmonization of the AAR codes. Basically the AAR codes are based on two types of verification procedures:

- *Material verification: This defines the way and/or the amount of cements and additives that may be used.*
- *Experimental verification: The reactivity of the proposed concrete and/or the aggregates may not exceed the limiting values of the corresponding proof tests.*

National Measures

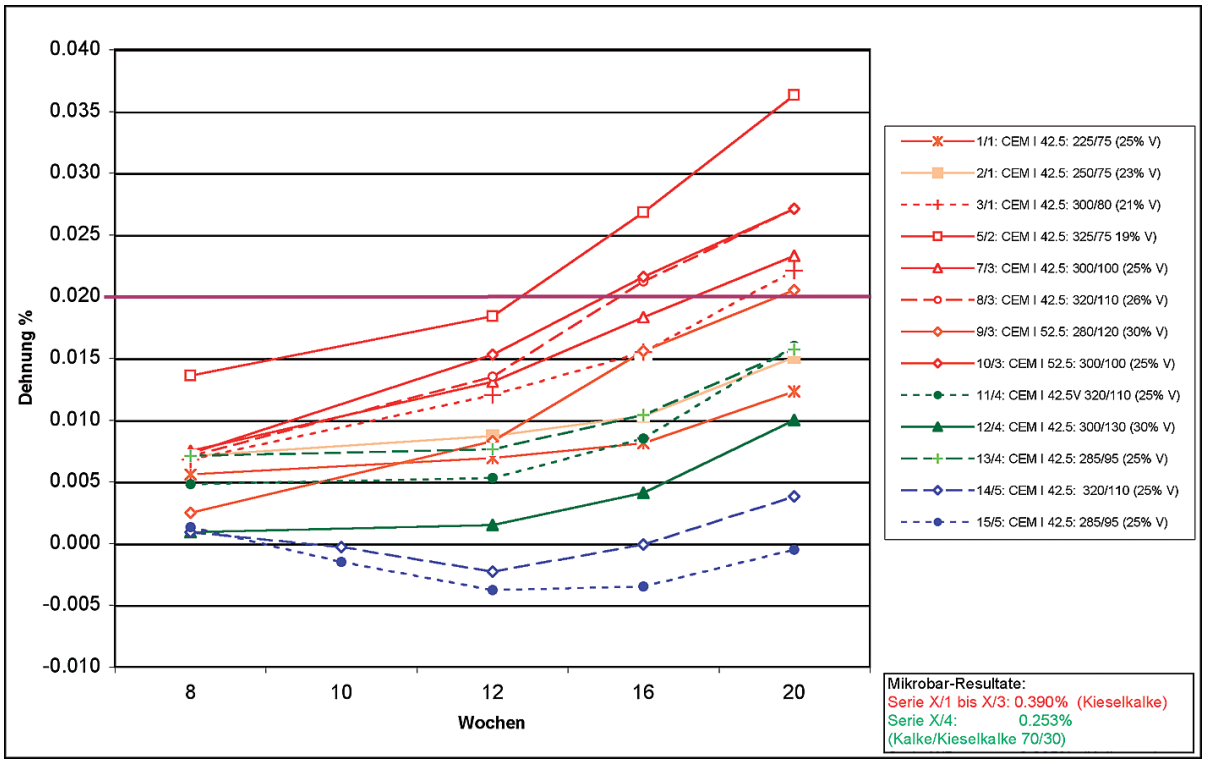
In Switzerland there is still no AAR code. AAR measures have however been applied in various construction projects. The first projects, in which the measures for AAR prevention were defined, are the tunnel structures of the AlpTransit Project [9]. The high demands on the concrete and a required working life of 100 years necessitates that the foreseen aggregates, which are produced from cleaned tunnel excavation material, were also investigated for their potential reactivity [10, 11]. The investigations showed that around half the tunnel excavation material for concrete production must be classified as potentially reactive.
In Switzerland the French testing methods have established themselves, in particular the microbar test (AFNOR P18-588 and P18-542) to determine the potential reactivity of the aggregates and the concrete performance test (AFNOR P18-599 and P18-456) to assess the AAR resistance [6]. The limiting value of the microbar test is 0.11% (after 4 days measuring time) and that of the concrete performance test is 0.02% after 3 to 5 months measuring time, or 0.03% after 12 months measuring time.

AlpTransit Lötschberg

AAR prevention for the AlpTransit Lötschberg is based on the French recommendations and testing standards [12].

Reactivity of the aggregates

The potential reactivity of the individual rock formations is checked by means of microbar testing (AFNOR P18-588).



3

Beton-Performance-Prüfung (AFNOR P18-454) von Mischungen mit CEM I, Flugasche und drei verschiedenen Typen von potentiell reaktiven Gesteinskörnungen. Grenzwert ≤0.02% nach 5 Moanten (Legende: 1/1: Prüfserie, CEM I 42.5: Zementtyp, 225/75: Zement-/Flugaschengehalt kg/m³-Beton, V: Flugaschegehalt in % des Bindemittelgehaltes).

Concrete-performance-test (AFNOR P18-454) with CEM I cement and different reactivity level of the aggregates. Concrete expansion values under 0.02% after 5 month are considered to be resistant against AAR (legend: 1/1: test series, CEM I 42.5: cement type, 225/75: cement content / fly ash content kg/m³, V: fly ash as mass-%).

formance-Prüfung bei 0.02% nach 3 bis 5 Monaten Messzeit, respektive bei 0.03% nach 12 Monaten Messzeit.

AlpTransit Lötschberg
Die AAR-Prävention bei AlpTransit Lötschberg stützt sich auf die französischen Empfehlungen und Prüfnormen ab [12].

Reaktivität der Gesteinskörnung
Die potentielle Reaktivität der einzelnen Felsformationen wird mittels Mikrobar-Prüfung kontrolliert (AFNOR P18-588).

Bestimmung der Risikostufe
Die Risikoanalyse sieht Präventionsmassnahmen für den Sohlenbeton, Gleisstragplattenbeton und für den Sicherungs- und Verkleidungsspritzbeton bei einschaliger Bauweise vor.

Bestimmung der Präventionsstufe
Die Präventionsstufe gilt als erreicht, wenn der AAR-Widerstand der Betontypen mittels erfüllter Beton-Performance-Prüfung (AFNOR P18-454) überprüft wurde **(Bild 3 und 4).**

Betontechnologische Massnahmen
Als betontechnologische Massnahmen wird Zement (CEM I und CEM II/A-LL) in Kombination mit Flugaschen eingesetzt. Der Flugascheanteil beträgt 25 bis 30% des Gesamtbindemittels. Für den Sicherungs- und Verkleidungsspritzbeton bei einschaliger Bauweise wird auch ein CEM II/A-M bestehend aus 8% Silicastaub eingesetzt.

Konstruktive Massnahmen
In Bereichen mit eindringen Bergwasser wir der Beton zusätzlich mit Abdichtungsfolien geschützt.

Determination of the risk level
The risk analysis provides for prevention measures for the invert concrete, the concrete for the slab foundation carrying the track and for the temporary support and the permanent concrete linings in the case of the monocoque (i.e. single shell) construction method.

Determination of the prevention level
The prevention level is considered to have been reached, when the AAR resistance of the concrete types have been verified by fulfilling the concrete performance test (AFNOR P18-454) ***(figures 3 and 4).***

Concrete technology measures
For a concrete technology measure cement (CEM I and CEM II/A-LL) is used in combination with fly ash. The proportion of fly ash is 25 to 30% of the total cementation component. For the sprayed con-

Erfahrungen

In **Bild 3** sind die Dehnungen der Beton-Performance-Prüfung diverser Betonmischungen bestehend aus CEM I und einem Flugaschenanteil zwischen 19 bis 30% aufgeführt. Für die Prüfung wurden drei verschiedene Gesteinskörnungstypen mit unterschiedlicher Mikrobar-Reaktivität verwendet **(s. Legende in Bild 3)**. Die Längendehnung ist Abhängig von der Art der Gesteinskörnungen und der Zementmenge. Für die Betonmischungen bestehend aus reinen Kieselkalk-Gesteinskörnungen, muss gemäss der Performance-Prüfung in **Bild 3** der Zementgehalt unter 280 kg/m³ Beton liegen. Mit den beiden anderen Gesteinskörnungen sind höhere Zementgehalte bis 320 kg/m³ möglich, ohne dass der Grenzwert überschritten wird. Die Flugaschen scheinen keinen direkten Einfluss auf die Dehnung auszuüben sondern wirken als reiner Zementersatz.

Obwohl die Beton-Performance-Prüfungen in **Bild 4** mit nicht reaktiven Gesteinskörnungen hergestellt wurden, liegen zwei Versuche

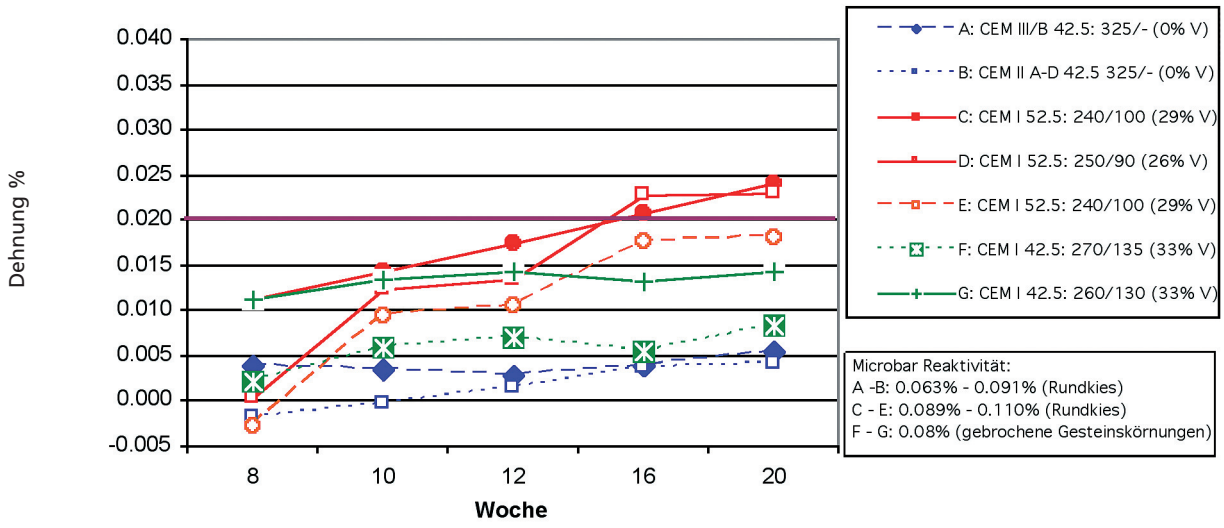
crete for the temporary support and the permanent lining for the monocoque construction method also a CEM II/A-M comprising 8% silica fume is used.

Constructional measures

In the areas with ingress of groundwater in addition the concrete is protected with sealing sheets.

Experience

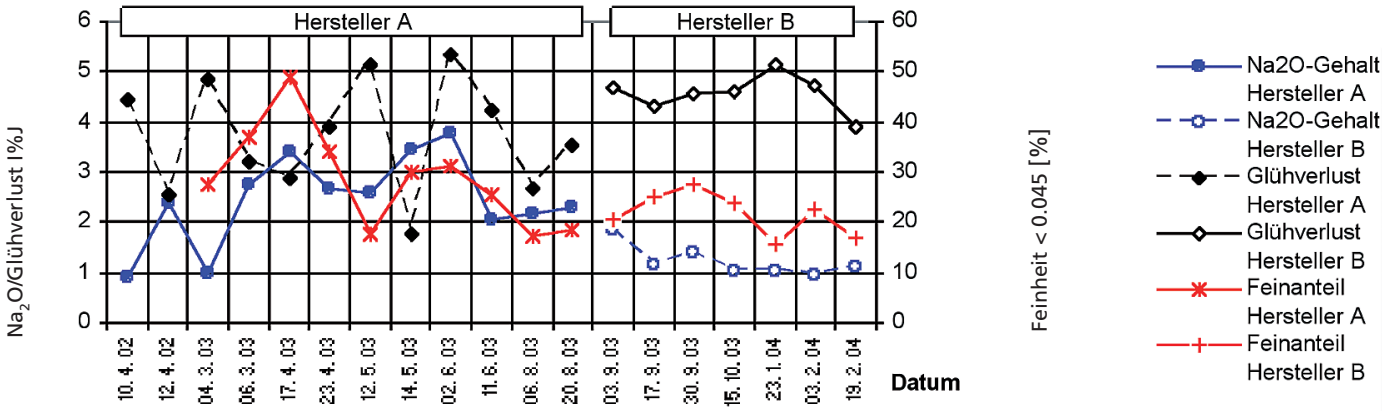
*In **figure 3** the strains of the concrete performance test of various concrete mixes consisting of CEM I and a fly ash component between 19 and 30% is applied. For the test, three different types of aggregate with different microbar reactivity are used (see Legend in **figure 3**). The expansion depends on the aggregate type and the amount of cement. For the concrete mixes consisting purely of siliceous limestone aggregate, according to the performance test in **figure 3** the cement content must be below 280 kg/m³-concrete. With the other two aggregates higher cement contents up to 320 kg/m³ are possible, if the limiting value is*



4

Beton-Performance-Prüfung (AFNOR P18-454) von Mischungen mit verschiedenen Zementtypen, Flugaschen und drei verschiedenen Typen von nicht reaktiven Gesteinskörnungen (Legende: s. Abbildung 3).

Concrete-performance-tests (AFNOR P18-454) with different cement types and different reactivity level of the aggregates (legend: see also fig. 3)



5

Untersuchungen an zwei verschiedenen Flugaschentypen.
Analyses of two different fly ash types (Na_2O: alkali content, Glühverlust: lost of ignition, Feinheit: fines content

nach 16 Wochen Messzeit über dem zulässigen Grenzwert. Um diesen widersprüchlichen Sachverhalt zu klären wurden die Rückstellproben der Zemente und Zusatzstoffe (Flugasche) analysiert. Hier bei ergaben die Untersuchungen an den Flugaschen ein durchzogenes Bild **(Bild 5)**.

Aus **Bild 5** wird ersichtlich, dass der Hersteller A Flugaschen mit stark variierender Qualität lieferte. Der Alkaligehalt und der Feinanteil liegt teilweise ausserhalb der Anforderungen gemäss EN 450-1. Erst der Wechsel zum Hersteller B führte dazu, dass die untersuchten Parameter innerhalb einer kleinen Bandbreite blieben. Auch die mikroskopische Analyse hat ergeben, dass die Flugasche des Herstellers A gegenüber B einen erhöhten Anteil an porösen, nicht kugeligen Schlackenanteilen aufweist. Die Reaktivitätsprüfung mittels Mikrobar-Prüfung ergab eine vier Mal höhere Reaktivität für den Typ A gegenüber B [9]. Die Ergebnisse dieser Analysen führten zur Folgerung, dass die Flugaschen des Herstellers A den AAR-Widerstand des Betons empfindlich verschlechtern und dieser Zusatzstoff nicht mehr eingesetzt werden darf.

AlpTransit Gotthard

Folgende AAR-Massnahmen wurden für das Tunnelprojekt AlpTransit Gotthard (ATG) getroffen:

not exceeded. The fly ashes seem to have no direct influence on the strain but act simply as cement replacement.

*Although the concrete performance tests in **figure 4** were obtained with non-reactive aggregates after sixteen weeks measuring time both tests give results above the allowable limiting value. In order to explain this incongruous result the retained sample of the cements and additive (fly ash) was analysed. Here the investigations on the fly ash produced an unclear picture **(figure 5).***

*From **figure 5** it is evident that the producer A of fly ash supplies material of very varying quality. The alkali content and the fines lie partially outside the requirements according to EN 450-1. It was only by changing to producer B that the investigated parameters remained within a small range. The microscopic analysis also showed that the fly ash of producer A compared to producer B had a higher proportion of porous non-rounded slag components. The reactivity test using the microbar test resulted in a four times higher reactivity than for type A compared to type B [9]. The results of these analyses lead to the conclusion that the fly ash of producer A would give a considerably poorer AAR resistance of the concrete and this additive could no longer be used.*

Bauteildimension und klimatische Bedingungen	AAR-Risikostufe		
	Mikrobar <0.10	Mikrobar <0.2	Mikrobar ≥0.2
Nicht massiv und trocken [a, b]	1	1	2
Massiv und trocken [b]	1	2	3
Der Feuchtigkeit ausgesetzt	1	3	4

a: Als «massiv» gelten Bauteile >1m
b: als trocken gilt eine durchschnittliche relative Luftfeuchtigkeit von <60%

6

Bestimmung der Risikostufe gemäss den kanadischen AAR-Empfehlungen. Gelb hinterlegt: Parameter die für den ATG-Beton gelten.
Determination of the level of risk of AAR for the AlpTransit concrete.

AAR-Risikostufe (Abbildung 6)	Geforderte Funktionsdauer		
	< 5 Jahre	5 bis 50 Jahre	> 50 Jahre
1	V	V	V
2	V	W	X
3	V	X	Y
4	W	Y	Z

Präventionsstufe V: benötigt keine Massnahmen
Präventionsstufen W, X, Y, Z benötigen Massnahmen

7

Bestimmung der Präventionsstufe gemäss den kanadischen AAR-Empfehlungen. Gelb hinterlegt: Risikostufen der Bauteile ATG.
Determination of the level of prevention for the AlpTransit concrete.

Reaktivität der Gesteinskörnung
Das anfallende Tunnelausbruchmaterial wird alle 250 Tunnelmeter in reaktiven Zonen mittels Mikrobar-Prüfungen (AFNOR P18-588) überprüft. In nicht reaktiven Bereichen wird das Rohmaterial alle 500 Tunnelmeter geprüft. Die zubereiteten Gesteinskörnungen werden alle 20'000 bis 40'000 Tonnen geprüft. Es wird eine maximale potentielle Reaktivität von 0.2% toleriert.

Bestimmung der Risikostufe
Basierend auf den kanadischen AAR-Empfehlungen [13] wurde die AAR-Risikostufe für die einzelnen Bauteile in Abhängigkeit der Bauteildimension, der klimatischen Bedingungen und Reaktivität der Gesteinskörnungen definiert **(Bild 6).** Zur Stufe 1 wurde Beton klassiert welcher weniger als 1 Meter im Durchmesser aufweist und einer Umgebungsfeuchtigkeit unter 60% ausgesetzt ist. In die Stufe 3 wurde Beton klassiert der Wasser oder erhöhter Feuchtigkeit ausgesetzt ist.

AlpTransit Gotthard
The following AAR measures were adopted for the AlpTransit Gotthard (ATG) tunnel project:

Reactivity of the aggregates
The tunnel excavation material is tested every 250 metres of tunnel in reactive zones using microbar tests (AFNOR P18-588). In non-reactive zones the material is tested every 500 metres of tunnel. The prepared aggregates are tested every 20,000 to 40,000 tonnes. A maximum potential reactivity of 0.2% is tolerated.

Determination of the risk level
Based on the Canadian AAR Recommendations [13] the AAR risk level was defined for individual constructional elements as a function of their dimensions, the climatic conditions and the reactivity of the aggregates ***(figure 6).*** *Level 1 corresponds to a concrete class with less than 1 metre diameter and subjected to humidity conditions of less than 60%. Level 3 corresponds to concrete subjected to water or increased humidity.*

Determination of the prevention level
The prevention levels ATG were defined as levels V and Y ***(figure 7).*** *Level V does not require any measures, since it is intended for use with non-reactive aggregates. Level Y on the other hand requires stringent measures. The measures have to be adopted in particular for the concrete for the invert and for the temporary support and the permanent lining in the case of elements of monocoque construction.*

Concrete technological measures
The prevention level Y according to the Canadian recommendation requires that either the alkali content of Portland cement in concrete must be less than 1.8 kg/m³ or the cement is applied in combination with a sufficient proportion of additives. In the case of ATG the second solution was adopted since it had already been foreseen by the contractors. Cements with a constituent proportion of at least 50% blast furnace slag (CEM IIII/A, CEM

Bestimmung der Präventionsstufe
Die Präventionsstufen ATG wurden als Stufen V und Y definiert **(Bild 7)**. Die Stufe V benötigt keine Massnahmen, da sie für den Einsatz von nicht reaktiven Gesteinskörnungen vorgesehen ist. Die Stufe Y fordert hingegen strenge Massnahmen. Die Massnahmen gilt es insbesondere für den Sohlenbeton und den Sicherungs- und Verkleidungsspritzbeton bei den in einschaliger Bauweise erstellten Bauteilen umzusetzen.

Betontechnologische Massnahmen
Die Präventionsstufe Y verlangt gem. der kanadischer Empfehlung, dass entweder der Alkaligehalt des Portlandzementes im Beton unter 1.8 kg/m³ betragen muss oder dass der Zement in Kombination mit einem genügenden Anteil an Zusatzstoffen verwendet wird. Bei ATG wird die zweite Lösung umgesetzt, da diese bereits von den Unternehmern vorgesehen waren. Es werden Zemente bestehend aus einem Anteil von mindestens 50% Hochofenschlacke (CEM III/A, CEM III/B) oder 7% Silicastaub (CEM II/A-D) eingesetzt. Der Einsatz von Flugaschen war von den Unternehmern nicht vorgesehen.

Konstruktive Massnahmen
Zusätzlich zu den betontechnologischen Massnahmen wird der Beton mit einer Rundumabdichtung vor eindringendes Wasser geschützt.

Beton-Performance-Prüfung
Neben der kontinuierlichen Überprüfung der stofflichen Zusammensetzung der Zemente wird der AAR-Widerstand der eingesetzten Betontypen zusätzlich periodisch mittels Beton-Performance-Prüfung (AFNOR P18-454) überprüft. Die ersten vorliegenden Messresultate bestätigen die Wirksamkeit der verwendeten Zemente hinsichtlich ihres AAR-Widerstandes.

Empfehlungen cemsuisse
Der Verband der Schweizerischen Cementindustrie cemsuisse publizierte 2005 Empfehlungen für Neubauten [6]. Diese eignen sich für die Prävention von Gebäuden und anderer Bauwerke von normaler Bedeutung, mit einer Nutzungsdauer von 50 bis 100 Jahren. Die Empfehlungen gliedern sich in folgende vier Schritte:
- Risikobewertung des Bauwerkes
- Bewertung der Beanspruchung

III/B) or 7% silica fume (CEM II/A-D) are used. The use of fly ash was not planned by the contractors.

Constructional measures
In addition to the concrete technological measures the concrete is protected all around from infiltrating water with a waterproofing seal.

Concrete performance testing
Besides continuous testing of the material composition of the cements the AAR resistance of the concrete types used are also tested periodically by means of the concrete performance test (AFNOR P18-454). Preliminary test results confirm the effectiveness of the cements used with regard to their AAR resistance.

Recommendations of cemsuisse
The association of the Swiss Cement Industry cemsuisse published recommendations in 2005 for new structures [6]. These are suitable for the prevention in buildings and other structures of average importance, with a working life of 50 to 100 years. The recommendations are divided into the following four steps:
- *Risk evaluation of the structure*
- *Evaluation of the loading*

Risiko-klasse	**Beschreibung des Bauwerkes**	Akzeptanz eines AAR-Schadens
R 1	Bauwerke mit einer geplanten Nutzungsdauer bis 50 Jahren Beispiele: Provisorische Bauteile, austauschbare Bauteile, vorfabrizierte Teile und Elemente ohne besondere Belastung, d.h. keine Kanalisationen oder Kläranlagen	annehmbar
R 2	Gebäude und andere Bauwerke von normaler Bedeutung (geplante Nutzungsdauer 50 - 100 Jahre) Beispiele: Hochbauobjekte verschiedener Art	kaum annehmbar
R 3	Bauwerke von übergeordneter Bedeutung oder mit unzulässiger Rissbildung (geplante Nutzungsdauer über 100 Jahre) Beispiele: Staumauern, Brücken, Kunstbauten, Prestigebauten	nicht annehmbar

Beanspruchungs-klasse	Beschreibung der zu erwartenden **Beanspruchung des Bauwerkes**
B 1	Betonbauteile, die während der Nutzung weitgehend trocken bis mässig feucht bleiben. Beispiele: Innenbauteile des Hochbaus (Luftfeuchtigkeit ≤ 75%); Aussenbauteile ohne direkten Wasserkontakt
B 2	Betonbauteile, die während der Nutzung Wechseln von nass und trocken ausgesetzt sind und/oder häufig feucht sind. Beispiele: Innenbauteile des Hochbaus (Luftfeuchtigkeit > 75%); Aussenbauteile mit direktem Wasserkontakt; masige Bauteile (Bauteildicke > 1,0 m) inkl. der Beanspruchungsklasse B 1
B 3	Betonbauteile, die während der Nutzung ständig nass und dauernd feucht sind und/oder mit häufiger äusserer Alkalizufuhr Beispiele: Bauteile von Wasserkraftanlagen; Betonfahrbahnen; Bauten im Grundwasserbereich

8
Risiko- und Beanspruchungsklassen gemäss den Empfehlungen cemsuisse.
Determination of the level of risk and concrete environment following the cemsuisse recommendations.

• Beurteilung der Prävention
• Festlegung des Betons

Risikobewertung und Beanspruchung des Bauwerkes
Vom Bauherrn wird in Zusammenarbeit mit dem Planer eine Risikobewertung und Beschreibung der zu erwartenden Beanspruchung des Bauwerkes durchgeführt. Die Risikoklasse wird anhand der Wichtigkeit des Bauwerkes und der geplanten Nutzungsdauer sowie der Akzeptanz eines AAR-Schäden festgelegt **(Bild 8).**

Beurteilung der Prävention
Mit der festgelegten Risikoklasse und Beanspruchungsklasse gemäss **Bild 8** lässt sich anhand der Matrix in **Bild 9** die Präventionsstufe ableiten.

Festlegung des Betons
In **Bild 10** wird im Flussdiagramm die Vorgehensweise bei einem Verdacht einer betonschädigenden AAR dargestellt. Detailliert wird dabei auf den Ablauf bei der Präventionsstufe P2 eingegangen. Das Flussdiagramm berücksichtigt dabei die Grundlagen für die Festlegung des Betons gemäss SN EN 206-1:2000.

Langzeiterfahrungen
Der Hersteller, bzw. Lieferant der Gesteinskörnung und/oder der Hersteller des Betons erbringt eines der beiden Nachweisverfahren. Der Bauherr entscheidet, welches Nachweisverfahren er akzeptiert.

• Assessment of the prevention
• Specification of the concrete

Risk evaluation and loading of the structure
The owner in cooperation with the planners performs a risk evaluation and a description of the expected actions on the structure. The risk class is specified in accordance with the importance of the structure and the planned working life as well as the acceptance of AAR damage ***(figure 8).***

Assessment of the prevention
By specifying the risk class and the actions class according to Figure 8 the prevention level can be derived in the form of the matrix in ***figure 9.***

Specifying the concrete
In ***figure 10*** *the flow diagram shows the procedure to follow in the case of suspected damage to the concrete due to AAR. The procedure for prevention level P 2 is described in detail. The flow diagram takes into account the basic principles for specifying the concrete according to SN EN 206-1:2000.*

Long-term experiences
The manufacturer or supplier of the aggregates and/or the manufacturer of the concrete has to carry out one of the two verification methods. The owner decides which verification method is acceptable to him.

- *Verification method 1: The manufacturer or supplier of the aggregates declares in writing, giving information of the period of time, that on the basis of his present experience there is no known AAR damage to structures, in which his aggregates have been used in a standard way.*
- *Verification method 2: Verification by the manufacturer of the aggregates or of the concrete on the basis of existing results of concrete performance tests according to AFNOR P 18-454. The results of concrete performance tests may not be older than 5 years. The starting materials used in the tests (aggregates, cement type and amount) must be comparable with those of the specified concrete.*

Reactivity of the aggregates
The following verifications have to be produced by the manufacturer or supplier of the aggregates, in order to be able to assess the reactivity of the aggregates:
- *Verification method 1: Petrographic description according to SN 670 115. The petrographic description corresponds top the identification of aggregates. This investigation is required within the framework of the certification of gravel quarries and thus does not have to be repeated specially for the reactivity assessment.*
- *Verification method 2: Microbar test according to AFNOR P 18-594. The results of the Microbar test for an investigated gravel*

Beanspruchungsklasse / Risikoklasse	B 1	B 2	B 3
R 1	P 1	P 1	P 1
R 2	P 1	P 1* oder P 2	P 2
R 3	P1* oder P 2	P2^{+} oder P 2	P 3^{+}

Legende:
$^{+}$: In diesen Fällen werden zusätzliche konstruktive Massnahmen empfohlen
*: Für die Einstufung in die Präventionsstufe P 1 ist eine Herstellerklärung notwendig.

9
Präventionsstufe in Abhängigkeit von der Risiko- und Beanspruchungs-klasse. *Determination of the level of prevention following the cem-suisse recommendations.*

- Nachweisverfahren 1: Der Hersteller bzw. Lieferant von Gesteinskörnungen erklärt unter Angabe eines Zeitraumes schriftlich, dass ihm aufgrund seiner vorliegenden Erfahrungen keine AAR-Schäden an Bauwerken bekannt sind, bei welchen seine Gesteinskörnungen normgemäss verwendet wurden.
- Nachweisverfahren 2: Nachweis durch den Hersteller der Gesteinskörnungen oder des Betons anhand von bereits bestehenden Ergebnissen von Beton-Performance-Prüfungen nach AFNOR P 18-454. Die Ergebnisse von Beton-Performance-Prüfungen dürfen nicht älter als 5 Jahre sein. Die bei der Prüfung eingesetzten Ausgangsstoffe (Gesteinskörnung, Zementart, -menge) müssen mit denjenigen des vorgesehenen Betons vergleichbar sein.

Reaktivität der Gesteinskörnung
Die nachfolgenden Nachweise sind vom Hersteller bzw. Lieferanten der Gesteinskörnung zu erbringen, um damit die Reaktivität der Gesteinskörnung beurteilen zu können:

- Nachweisverfahren 1: Petrographische Beschreibung nach SN 670 115. Die petrographische Beschreibung gilt der Identifikation der Gesteinskörnungen. Diese Untersuchung wird im Rahmen der Zertifizierung von Kieswerken verlangt und muss somit nicht speziell für die Reaktivität wiederholt werden.
- Nachweisverfahren 2: Mikrobar-Prüfung nach AFNOR P 18-588. Die Ergebnisse der Mikrobar-Prüfung für eine untersuchte Gesteinskörnung bleiben 5 Jahre gültig, sofern durch Fachleute keine signifikante Änderung in der Zusammensetzung der Gesteinskörnung in der petrographische Beschreibung nach SN 670 115 feststellt wurde.

Reaktivität des Betons
Der Nachweis ist vom Hersteller von Beton zu erbringen, um damit die Reaktivität des Betons beurteilen zu können.

type are valid for 5 years, provided experts have not detected any significant change in the composition of the aggregate material in the petrographic description according to SN 670 115.

Reactivity of the concrete
The verifications have to be produced by the manufacturer or supplier, in order to be able to assess the reactivity of the concrete.

- *Verification method: Concrete performance test according to AFNOR P 18-454. The results of the concrete performance tests are valid for 5 years, provided there are no significant changes in the concrete composition and in the individual components (aggregates, cement, additives, admixtures).*

Concrete technological measures
By far the greatest amount of aggregates in Switzerland is potentially reactive. Thus in the construction industry potentially reactive aggregates are also used. With a suitable concrete composition non-reactive concrete can also be produced with potentially reactive aggregates.
In Switzerland concrete is mainly produced with Portland cement CEM I and with Portland limestone cement CEM II/A-LL. If it is necessary to minimize the risk of AAR damage, instead of the cements CEM I and CEM II/A-LL other types of CEM II can be used. Thus cement clinker is replaced by additives such as silica fume, fly ash or blast furnace slag in the cement. A still higher AAR resistance can be achieved with blast furnace cement of type CEM III/B.
The concrete technological measures however involve not only the choice of a suitable concrete composition but also careful execution (placement, compaction and curing), in order to minimize the risk of AAR damage to the concrete. In particular it is necessary to have a low w/c value, so that the resistance of the concrete to infiltrating water and salts remains high.

- Nachweisverfahren: Beton-Performance-Prüfung nach AFNOR P 18-454. Die Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfungen bleiben 5 Jahre gültig, sofern keine signifikanten Änderungen an der Betonzusammensetzung und an den einzelnen Komponenten (Gesteinskörnung, Zement, Zusatzstoffe, Zusatzmittel) vorgenommen werden.

Betontechnologische Massnahmen

Der weitaus grösste Teil der Gesteinskörnungen in der Schweiz ist potentiell reaktiv. Entsprechend werden zur Herstellung von Bauwerken auch potentiell reaktive Gesteinskörnungen eingesetzt. Mit einer geeigneten Betonzusammensetzung können auch mit potentiell reaktiven Gesteinskörnungen nicht reaktive Betone hergestellt werden.

In der Schweiz wird Beton vorwiegend mit Portlandzement CEM I und mit Portlandkalksteinzement CEM II/A-LL hergestellt. Ist es notwendig, das Risiko einer betonschädigenden AAR zu minimieren, kann anstelle der Zemente CEM I

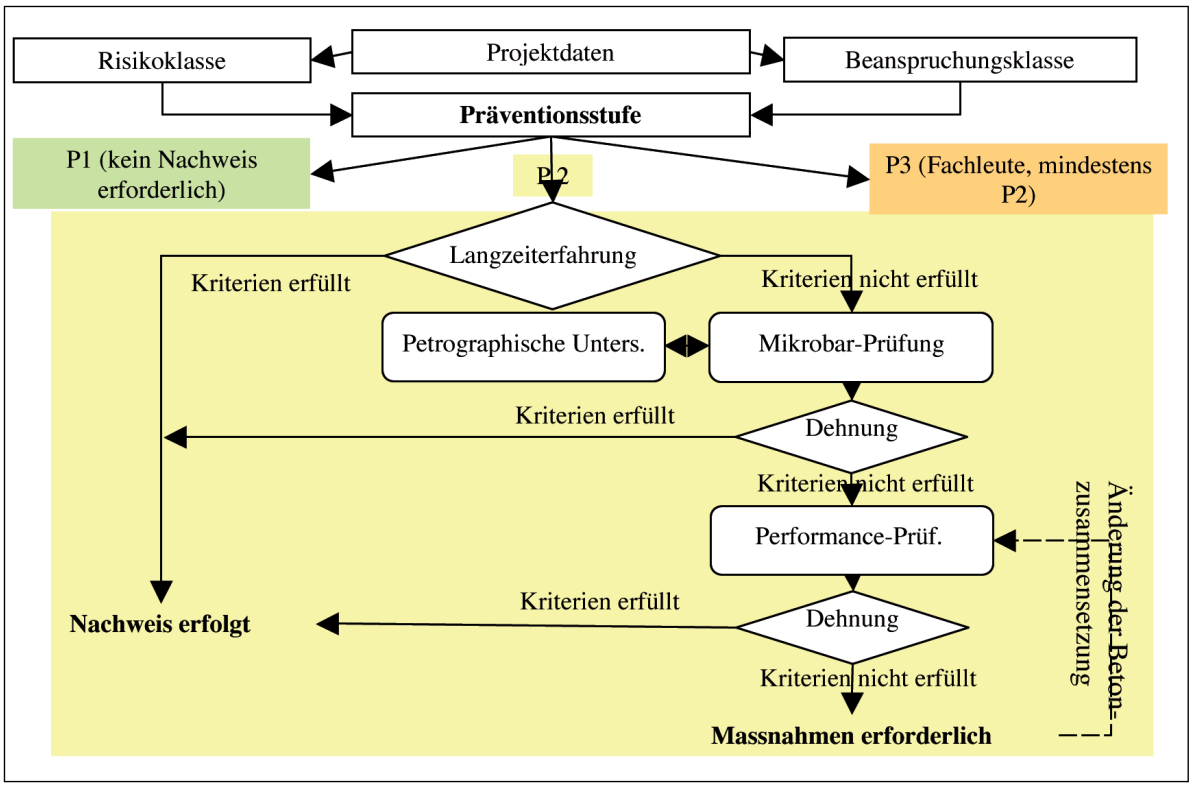
Constructional measures

The aim of constructional measures is to reduce or completely prevent the penetration of water into the interior of the concrete. By reducing the moisture content the risk of AAR damage decreases. Depending on the prevention level the following measures can be used individually or in combination with good effect:

- *Installation of a well-functioning drainage system and/or a waterproofing system*
- *Application of a surface protection, e.g. protective layers*
- *Creation of an adequate gradient in the case of horizontal areas*
- *Planning and expert execution of expansion joints, to allow for volume changes without the formation of cracks*
- *Proper detailing of construction joints, connections and penetrations (???)*
- *Choice of suitable reinforcing plan, in order to minimize and distribute cracks*

Conclusions

With the big contracts for the Alp-Transit, AAR prevention was applied systematically for the first time in Switzerland. The concrete systems used with increased AAR resistance will have a positive influence on the durability of the structures. The testing methods used to determine the reactivity of the tunnel excavation material, of the aggregates and the concrete produced from it proved to be successful and have since then have also established themselves for other projects in Switzerland. In addition, experience has shown that especially with the use of additives in the concrete, attention must be paid to good mixing and a uniform and good quality of the additives. Additives, especially the different types of fly ash on the market are supplied with rather variable quality. The simultaneous grinding of cement clinker and additives in the concrete ensures an optimum mixing und thus a more homogeneous distribution.



10 Flussdiagramm für Nachweise und Nachweisverfahren bei Verdacht einer betonschädigenden Alkali-Aggregat-Reaktion.
Flow chart for determining the potential alkali-reactivity of concrete following the cemsuisse recommendations.

bzw. CEM II/A-LL andere CEM II-Typen eingesetzt werden. Dabei wird Zementklinker durch Zusatzstoffe wie Silicastaub, Flugasche oder Hochofenschlacke im Zement ersetzt. Ein noch höherer AAR-Widerstand kann durch einen Hochofenzement vom Typ CEM III/B erreicht werden.
Die betontechnologischen Massnahmen beinhalten aber nicht nur die Wahl einer geeigneten Betonzusammensetzung sondern auch eine sorgfältige Bauausführung (Einbau, Verdichtung und Nachbehandlung), um das Risiko einer betonschädigenden AAR zu minimieren. Insbesondere gilt es einen tiefen w/z-Wert einzuhalten, damit der Widerstand des Betons gegenüber eindringendem Wasser und Salzen hoch bleibt.

Konstruktive Massnahmen
Konstruktive Massnahmen haben zum Ziel, das Eindringen von Wasser in das Innere des Betons zu behindern oder vollständig zu verhindern. Mit abnehmendem Feuchtigkeitsgehalt sinkt das Risiko einer betonschädigenden AAR. Je nach Präventionsstufe können dabei die folgenden Massnahmen einzeln oder in Kombination wirkungsvoll eingesetzt werden:

- Einbau eines funktionierenden Drainagesystems und/oder Abdichtungssystem
- Auftrag eines Oberflächenschutzes, z.B. Beschichtungen
- Schaffung eines ausreichenden Gefälles bei horizontalen Flächen
- Planen und fachgerechte Ausführung von Dehnungsfugen, um Volumenänderungen rissfrei zu ermöglichen
- Fachgerechte Ausbildung von Arbeitsfugen, Anschlüssen und Durchdringungen
- Wahl eines geeigneten Bewehrungsplans, um Risse zu minimieren und zu verteilen

Folgerungen

Mit den Grossprojekten AlpTransit wurde die AAR-Prävention in der Schweiz zum ersten Mal konsequent umgesetzt. Die eingesetzten Betonsysteme mit erhöhtem AAR-Widerstand werden sich positiv auf die Dauerhaftigkeit der Bauwerke auswirken. Die verwendeten Prüfverfahren zur Bestimmung der Reaktivität des Tunnelausbruchmaterials, der daraus produzierten Gesteinskörnungen und des Betons haben sich bewährt und haben sich seitdem in der Schweiz auch für weitere Projekte etabliert. Die Erfahrung hat auch gezeigt, dass insbesondere bei einer Zugabe der Zusatzstoffe im Betonwerk, auf eine gute Durchmischung und eine gleich bleibende und gute Qualität der Zusatzstoffe geachtet werden muss. Zusatzstoffe insb. Flugaschen werden zurzeit in sehr unterschiedlichen Qualitäten auf dem Markt angeboten. Die gemeinsame Vermahlung von Zementklinker und Zusatzstoffen im Zementwerk garantiert eine optimale Durchmischung und damit eine homogenere Verteilung.
Die AAR-Prävention ist nur ein Faktor von vielen, der zur Dauerhaftigkeit des Mehrkomponenten-Baustoffs Beton führt. Die Massnahmen zur Verhinderung einer betonschädigenden AAR greifen nur, wenn sämtliche betontechnologische Regeln eingehalten und eine grosse Erfahrungen sämtlicher am Bauwerk beteiligten Fachpersonen vorliegt. Die fortlaufende Überwachung sowohl der einzelnen Betonkomponenten (Gesteinskörnungen, Zement, Zusatzstoffe, Zusatzmittel), als auch des Frisch- und Festbetons vor Ort durch spezialisierte Bauherrenvertreter (Bauleitung) spielt eine zentrale

AAR prevention is only one among many factors that leads to a durable multi-component concrete material. The measures to prevent AAR concrete damage are only effective if all concrete technological requirements are fulfilled and there is wide experience with all those involved in the construction project. The continuous monitoring both of the individual concrete components (aggregates, cement, additives, admixtures and of the fresh hardened concrete in situ by specialists employed by the client (site engineer) is a key factor in the monitoring and compliance with the defined concrete requirements.
The cemsuisse proposal for AAR prevention offers now the possibility of assessing other structures both with regard to the AAR risk in a uniform way for the whole of Switzerland and to implement any necessary measures.
There are still gaps in the state of knowledge in the area of AAR that however will have to be filled in the coming years:

- *detailed information on the reactivity of the individual rock groups in Switzerland and petrographic description of the aggregates, which have contributed to AAR damage*
- *influence of the crushed aggregate content in a rounded gravel mix*
- *correlation between the microbar and concrete performance test.*
- *correlation between the concrete performance test and damage observed in practice*
- *suitable methods to measure in time and space the damage development of affected structures. Evaluation of suitable surface protection measures (e.g. hydrophobicity, application of layers) to increase the working life.*
- *Alternative additives for AAR prevention.*

Schlüsselstelle für die Überwachung und Einhaltung der definierten Batonanforderungen.
Der cemsuisse-Vorschlag zur AAR-Prävention bietet nun die Möglichkeit auch übliche Bauwerke hinsichtlich ihres AAR-Risikos einheitlich für die ganze Schweiz zu beurteilen und allfällige Massnahmen zu treffen.
Der Wissensstand im Bereich AAR weist jedoch noch Lücken auf die es in den folgenden Jahren zu schliessen gilt:

- detaillierte Angabe über die Reaktivität der einzelnen Gesteinsgruppen in der Schweiz und petrographische Beschreibung der Gesteinskörnungen, die an AAR-bedingten Schäden beteiligt waren
- Einfluss des Brechkornanteils in einem Rundgemisch
- Korrelation zwischen Mikrobar- und Beton-Performance-Prüfung.
- Korrelation zwischen Beton-Performance-Prüfung und Schäden in der Praxis
- Geeignete Verfahren zur zeitlichen und räumlichen Erfassung der Schadensentwicklung von betroffenen Bauwerken. Evaluation von geeigneten Oberflächenschutzmassnahmen (z.B. Hydrophobierungen, Beschichtungen) zur Verlängerung der Bauwerksnutzung.
- Alternative Zusatzstoffe zur AAR-Prävention.

Autoren / Authors

Thalmann Cédric
Dr. sc. nat. Ingenieurgeologe
ETH/SIA/CHGeol
B-I-G Büro für Ingenieurgeologie AG
Dorfstrasse 10
CH-3073 Gümligen
cedric.thalmann@b-i-g.ch

Pralong Jean
Dr. Ing. civil ETH
Ingénieur Conseil
CH-1950 Sion
prasa@praing.ch

Burdin Jacques
Ingénieur Conseil
Rue Bonne de Bourbon 376
F-73000 Chambéry
jburdin.igc@wanadoo.fr

Referenzen / References

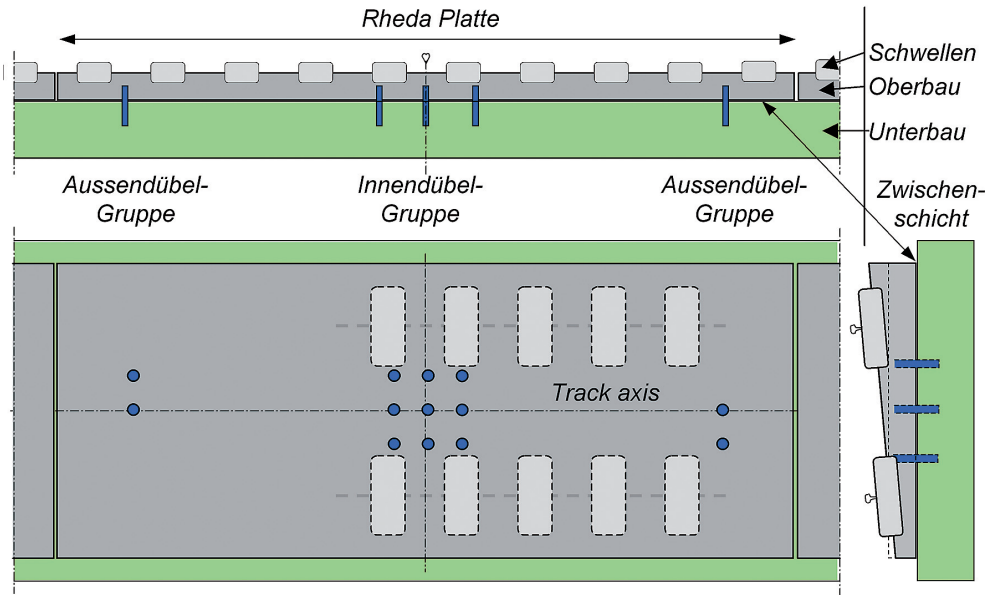
[1] Regamey J.M. and Hammerschlag J.-G. (1995) Barrage d'Illsee – assainissement. Research and development in the field of dams, Proceedins, Crans-Montana, Switzerland.
[2] Leemann A., Thalmann C., Kruse M. (1999) Gebrochene Zuschlagstoffe. Ergänzende Prüfungen zu den bestehenden Beton-Normen - Erfahrungen bei AlpTransit Gotthard. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 24.
[3] Thalmann C. (2000) Schäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion. AAR - eine Gefahr für die Dauerhaftigkeit unserer Betonbauten? TFB-Fachveranstaltung 5. April 2000 und Cementbulletin 86, Heft 5 (2000).
[4] Thalmann C. und Wyss Ch. (2000) Betonzuschlagstoffe die eine Alkali-Aggregat-Reaktion auslösen können - Empfehlungen an die Schweizerische Kies- und Betonindustrie. Die Schweizer Baustoff-Industrie 4 / 2000.
[5] Thalmann C., Zingg J., Rytz G., Strahm K., Wyss Ch. (2001) Verhinderung von Betonschäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion. Tec21; 15 / 2001.
[6] cemsuisse (2005) Alkali-Aggregat-Reaktion in der Schweiz. Verband der Schweizerischen Cementindustrie, Bern.
[7] Leemann A., Thalmann C.; Studer W. (2004) AAR in underground structures of Switzerland - a surves. Proceedings of the 12th ICAAR, Beijing, China, 1071-1077.
[8] Forschungsauftrag AGB 2000 / 471 Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz. Veröffentlichung Frühjahr 2006.
[9] Thalmann C., Pralong J., Burdin J., Schmid H., Weiss R. (2004) AAR-Prevention for the world's longest tunnels - Alptransit Gotthard and Lötschberg in Switzerland. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. October 2004, Beijing.
[10] Kruse M., Schindler C., Thalmann C. (2003) Aggregates for high quality concrete and shotcrete made out of excavated rock material - experiences gained on the AlpTransit tunnel projects. Proceedings of industrial minerals and buildings stones in Istanbul.
[11] Thalmann C. (1996) Beurteilung und Möglichkeiten der Wiederverwertung von Ausbruchmaterial aus dem maschinellen Tunnelvortrieb zu Betonzuschlagstoffen. Beiträge zur Geologie der Schweiz. Schweizerische Geotechnische Kommission. Lieferung 91, 1996.
[12] LCPC (1994): Recommandations pour la prévention des désordres dus a l'alcali-reaction, Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transport, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
[13] Fournier B., Bérubé M.A., Rogers Ch., Canadian standards association (CSA) standard practice to evaluate potential alkali-reactivity of aggregates and to select preventive measures against alkali-aggregate reaction in new concrete structures, Proc. 11th ICAAR, Québec, Canada, 2000, 633-641.

Beton-technologie

Technologie du béton

Concrete technology

Jakob Kunz



1 Detail der flachen Betonplatten
Detail of the flat concrete slabs

The high speed line south (HSL Zuid) from Amsterdam to Brussels is currently one of the largest rail infrastructure projects in Europe. The INFRASPEED consortium consisting of BAM, Fluor Daniel, Siemens, Innisfree and Charterhouse is responsible for the construction of the 85km long Dutch part of the superstructure.
*Over a length of 65km the slab track system RHEDA 2000® is used. In order to optimize the consumption of concrete, the slab track is designed in an exceptionally slim manner: Sub- and superstructure are built as flat concrete slabs and are separated by a geotextile layer **(figur 1)**. In this design, all forces must be transmitted from the superstructure to the substructure by means of connectors. This article presents the development of the project-specific Hilti solution, which was chosen from different competing systems and which is now used in the construction project.*

Die Hochgeschwindigkeitslinie Süd (HSL Zuid) von Amsterdam bis nach Brüssel ist eines der derzeit grössten Bahninfrastrukturprojekte in Europa. Die Erstellung des 85 km langen niederländischen Teils des Oberbaus obliegt dem INFRASPEED Konsortium bestehend aus BAM, Fluor Daniel, Siemens, Innisfree und Charterhouse. In diesem Grossprojekt wird auf einer Strecke von 65km das Feste Fahrbahn System RHEDA 2000® verwendet. Um den Betonverbrauch zu optimieren, wurde die feste Fahrbahn aussergewöhnlich schmal konstruiert: Unter- und Oberbau sind als flache Betonplatten ausgebildet und durch ein Geotextil getrennt **(Bild 1)**. In dieser Konstruktionsweise muss der Kraftfluss zwischen den Betonplatten über Verbindungselemente sichergestellt werden. Im Folgenden wird die Entwicklung der projektspezifischen Hilti Lösung beschrieben, die den Zuschlag erhielt und nun beim Bau verwendet wird.

Auslegung der Verbinder

Eine wichtige Forderung war, dass relative Längsverschiebungen zwischen den Platten aufgrund von Durchbiegungen, Schwinden oder Temperaturdifferenzen zuzulassen seien, was zum Konzept der festen Innendübel und verschieblichen Aussendübel führte. Diese müssen hohen dynamischen Lasten aus dem normalen Bahnbetrieb und auch statischen Lasten aus Extremsituationen wie Entgleisung widerstehen. Die in den

Design of the Connectors

*Relative displacements between the slabs due to bending, shrinkage or temperature changes had to be possible according to the specification. This lead to the concept with fixed centre dowels and moveable outer dowels. The dowels must resist high dynamic loads caused by normal operation and extreme loads due to situations like derailing. The stresses in the connectors were checked by finite element simulation **(figur 2).** The connectors are also exposed to climatic influence as water can trickle through the geotextile layer and due to the maritime atmosphere it can contain chlorides. The combination of high dynamic loads and a corrosive environment required the careful definition of corrosion resistant steel with high strength.*

Verbindern auftretenden Spannungen wurden mit einem Finite Elemente Programm überprüft **(Bild 2).** Die Verbinder sind auch klimatischen Einwirkungen ausgesetzt, da Wasser zwischen den Betonschichten durchsickern kann und die nahe der Küste verlaufende Bahnstrecke sich in chloridhaltiger Atmosphäre befindet. Die Kombination von korrosiver Umgebung und hohen dynamischen Lasten erforderte die sorgfältige Auswahl eines korrosionsbeständigen Stahls mit hoher Festigkeit.

Versuchsaufbau

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit waren die Ermüdungsfestigkeit und die auftretenden Deformationen experimentell zu ermitteln; ebenso war die Tragfähigkeit im Bruchzustand nachzuweisen.

Für den Unterbau wurden Betonblöcke nach der Originalrezeptur hergestellt. Die Löcher wurden mit einem Kernbohrgerät erstellt und darin wurden die Verbinder mit dem Verbundmörtel Hilti HIT-RE 500 gesetzt. Auf die Oberfläche des Unterbaus wurden zwei 2mm starke Teflonfolien gelegt, um Reibkräfte zu eliminieren. Dann wurde der Oberbau als weiterer Betonblock darauf gegossen **(Bild 3).**

Um die spezifizierten Lasten und Verschiebungen aufbringen zu können, wurde der Unterbau der Versuchskörper auf dem Aufspannfeld fixiert. Der Oberbau wurde über Hydraulikzylinder und einen Stahlrahmen belastet. In senkrechter Richtung konnten Lasten bis 250kN aufgebracht werden, in waagrechter Richtung die spezifizierten Verschiebungen **(Bild 4).** Die statische Belastung bis zum Versagen erfolgte nur in Kraftrichtung **(Bild 5).**

Evaluation des Systems

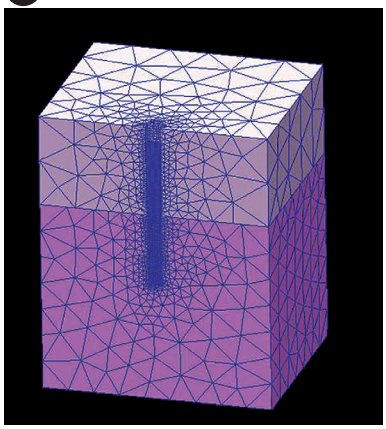
Wechsellastversuche mit Gebrauchslast und Bruchversuche

Zur Abklärung der Funktionstüchtigkeit der Verbinder wurden Versuchskörper mit Innen- und Aussendübeln mit den spezifizierten Wechsellasten bis zu 10 Millionen

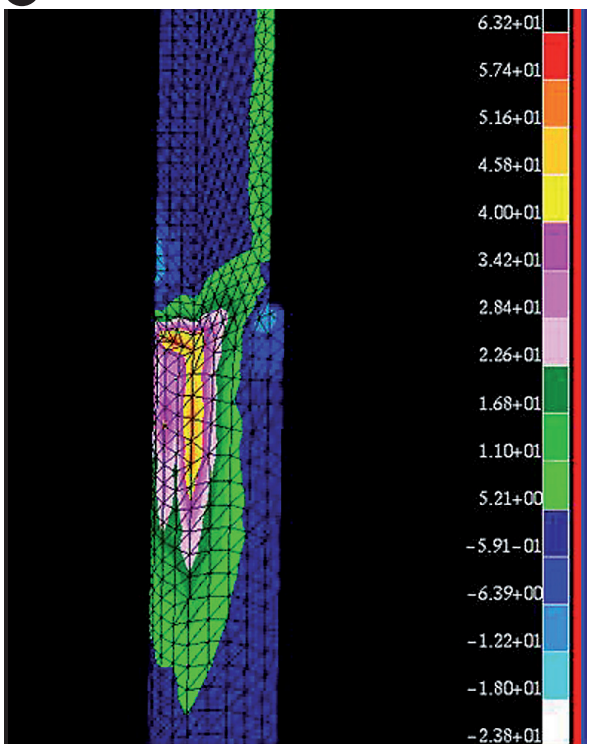
a) Finite Elemente Modell
Finite Elemente Model

b) Simulierte Hauptspannungen
Main stress simulation

2a



2b



Test Equipment

In order to prove the suitability of the system, the fatigue strength, the resulting deformations and the ultimate strength had to be determined experimentally.

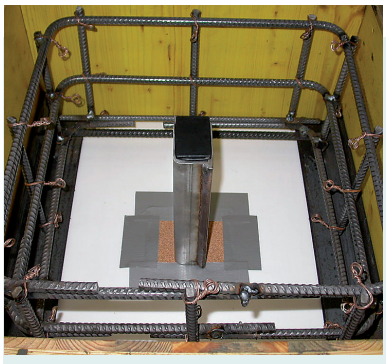
*Concrete blocks made with the original mix design formed the substructure. Holes were drilled with a diamond coring system and the connectors were inserted into them using the adhesive mortar Hilti HIT-RE 500. 2mm thick PTFE foils eliminated friction between sub- and superstructure. The superstructure was formed by casting another concrete block onto the PTFE foils and the substructure concrete block **(figure 3)**.*

*The substructure was fixed to the strong floor of the fastening laboratory at the Technical Centre of the Hilti Corporation. The superstructure was loaded by means of a steel frame and a hydraulic cylinder. Loads of up to 250kN could be introduced in a vertical direction, while the specified displacements were introduced by another cylinder in the horizontal direction **(figure 4)**. Static loading up to system failure was only in the direction of the force **(figure 5)***

Evaluation of the System

Alternating load tests at service level and loading up to failure

*Applying up to 10 million cycles of the specified loads and displacements allowed the verification of the functionality of the centre and the outer dowels. After this test at service load level, the relative displacement between sub- and superstructure that occurs while the load changes from minimum to maximum was measured. After this, the specimens were first subjected to increased cyclic loads and then to static loading up to failure. **Figure 6** shows the load-displacement curves measured before*

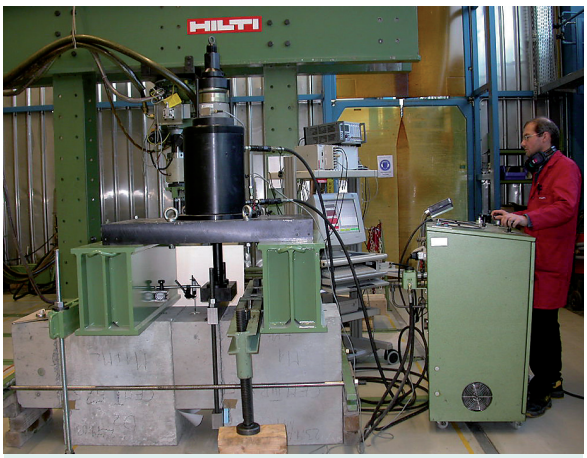


3 Versuchskörper vor Betonieren des Oberbaus
Test specimen before concreting of the soerstrucutre



4 Aufbau für Ermüdungsversuche
Set up for Fatigue test

mal belastet. Nach dieser Prüfung auf Gebrauchslastniveau wurde die relative Verschiebung zwischen Oberbau und Unterbau bei einem Wechsel von der minimalen zur maximalen Last gemessen. Danach wurde zuerst die zyklische Belastung gesteigert und schliesslich wurden die Versuchskörper statisch bis zum Bruch weiterbelastet.



5 Aufbau für statische Belastung
Test set up for Fatigue load

Die Last-Verschiebungskurven vor den Versuchen und nach den einzelnen Schritten der Ermüdungsbelastung sind in **Bild 6** gezeigt. Daraus konnten die Systemsteifigkeiten ermittelt werden.

Ermittlung der Dauerfestigkeit
Im zweiten Schritt wurden dann zur Ermittlung der Wöhlerkurve des Systems unterschiedlich hohe dynamische Schwellasten aufgebracht und die Anzahl Lastzyklen bis zum Bruch ermittelt. Durch die Einbettung des Bolzens entstehen je nach Lastniveau unterschiedliche Kombinationen von Schub- und Biegebeanspruchung. Deshalb wurde die Schwingbreite möglichst stark variiert. Eine Regressionsanalyse ergab die mittlere Versagenslast als Funktion der Anzahl Lastspiele sowie die 5%-Fraktile. Bereits nach neun Versuchen lag eine relativ zuverlässige Schätzung der Dauerfestigkeit vor, was wesentlich zur Einhaltung des engen Zeitplans beitrug.
Alle Bolzen versagten im im Unterbau eingemörtelten Rundquerschnitt. Bei höheren Lastniveaus war die Lage des Ermüdungsrisses weiter unten als bei kleineren, denn hohe Lastniveaus führten auch zu mehr Betonabplatzungen vor den Bolzen und damit auch zu einer tieferen Lage der maximalen Spannungen.

Auswertung

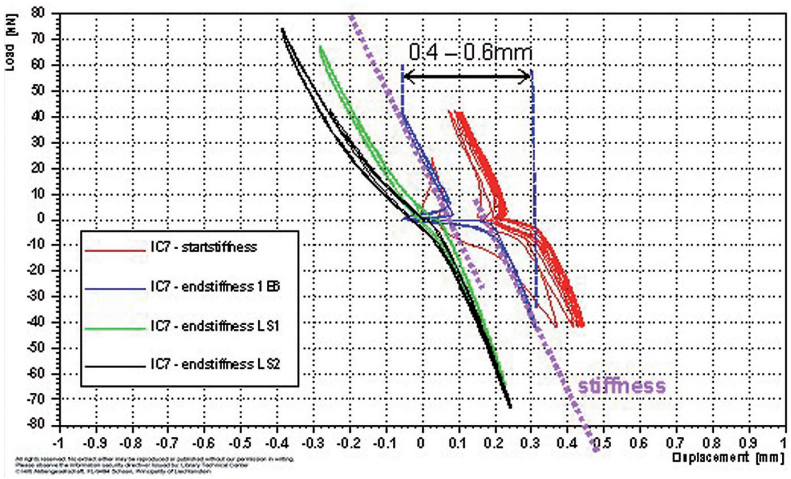
Bild 7 zeigt die Versuchsergebnisse, sowie die abgeleitete Mittelwertfunktion und die 5%-Fraktile. Das Bemessungskriterium für 30 Jahre Betriebsdauer waren 52 Millionen Lastzyklen. Obwohl im Versuch maximal 15 Millionen Lastspiele erreicht wurden, darf die berechnete Funktion der Dauerfestigkeit auf 52 Millionen Lastspiele extrapoliert werden, da auch bei rostfreien Stählen bei mehr als 10 Millionen Lastspielen von einer Quasi-Dauerfestigkeit gesprochen werden kann. Daraus ergibt sich eine mittlere Dauerfestigkeit von 86.8kN und ein charakteristischer Wert von 75.4kN.
Für Stahl war ein Materialsicherheitsfaktor von γ_s=1.15 spezifiziert. Zur Berücksichtigung der Korrosion wurde die charakteristische Ermüdungsfestigkeit zusätzlich mit einem Sicherheitsfaktor von γ_{corr}=1.2 dividiert. Damit ergibt sich ein Bemessungswert der Dauerfestigkeit zu $R_{d,fat}$=54.6kN.

and after the cyclic load steps. The system stiffness was then calculated from these curves.

Derivation of Fatigue Strength
Counting the number of load cycles before failure in alternating fatigue load tests at varying load levels provided the basic data needed to derive the Woehler curve for the system. Due to the embedment of the connectors in the concrete, different combinations of bending and shear loads in the dowels occur. Therefore the load level was varied over a wide range. A regression analysis yielded the average failure load as a function of the number of load cycles, and from this function the 5%-fractile could be derived. Due to the careful choice of the sequence of load levels, a relatively accurate prediction of the fatigue strength was possible after the completion of only nine tests, which greatly helped to keep to the tight time schedule.
All connectors failed in the round section that was bonded to the substructure. At high load levels, the position of the fatigue crack was further below the surface of the substructure than at low load levels, because higher loads lead to more concrete spalling at the concrete surface and therefore to a deeper position of the maximum bending stresses.

Evaluation

Figure 7 *shows the test results (number of load cycles to failure at horizontal load levels on the vertical axis) and the derived functions for average and characteristic (5% fractile) failure loads. The design criterion for 30 years operation was 52 million load cycles. The maximum number reached in the tests was 15million. Nevertheless the derived curves may be extrapolated, because, even for stainless steel, quasi fatigue strength may be assumed for more than 10 million load cycles. The evaluation resulted in the average fatigue strength of 86.6kN and a characteristic value of 75.4kN. A material*



6 Last-Verschiebekurven vor und nach Lastschritten, Steifigkeit (Kraft pro Verschiebung) *Load-Deformation diagramm before an d after stepwise load increase, Stiffness (Force per Deformation)*

Autor / Author

Jakob Kunz
Hilti AG
Feldkirchstrasse 100 – Postfach 333
FL-9494 Schaan
jakob.kunz@hilti.com

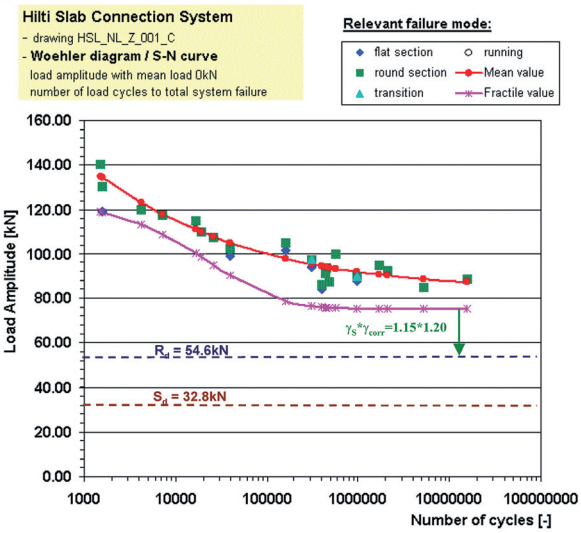
Auswahl und Einbau

Die Verbindungselemente müssen einerseits die Spezifikation erfüllen und andererseits so einfach zu handhaben sein, dass der geplante Baufortschritt von 300m pro Tag erreicht werden kann. Dazu müssen pro Tag etwa 600 Verbinder versetzt werden. Aus diesem Grund wurde auch ein spezifisches, automatisiertes Bohr- und Setzverfahren **(Bild 8)** entwickelt. Die beschriebenen Elemente erfüllen beide Anforderungen und wurden deshalb für das Projekt HSL-Zuid ausgewählt.

safety factor of γ_s=1.15 was specified for steel. In order to take into account the influence of the corrosive environment, the characteristic fatigue strength was additionally reduced by the safety factor γ_{corr}=1.2. Thus the resulting design fatigue strength is $R_{d,fat}$=54.6kN.

Choice and Installation

*On the one hand, the connectors must fulfil all specifications concerning strength and deformations. On the other hand, they had to be so easy to manipulate, that the planned track construction speed of 300m per day could be achieved, which meant that 600 connectors had to be installed every day. Therefore, a special, automated drilling and installation **(figur 8)** process was developed. The described elements fulfill both requirements and were therefore selected for the HSL-Zuid project.*



7 Wöhlerkurve



8 Setzwagen für Schubverbinder *Automated drilling and installation device*

Referenzen / References

[1] Block, K., Dreyer, F.: Die Ermüdungsfestigkeit zuverlässig und kostengünstig ermitteln - Das interaktive Verfahren. Materialprüfung 40 (1998) 3. Carl Hanser Verlag, München, 1998.

[2] Block, K.: Dübelbefestigungen unter ermüdungsrelevanten Einwirkungen. Habilitationsschrift, Universität Dortmund, Dezember 2000.

[3] Verein Deutscher Ingenieure: Festigkeit bei wiederholter Beanspruchung - Zeit- und Dauerfestigkeit metallischer Werkstoffe, insbesondere von Stählen. VDI Richtlinie 2227. VDI, 1973.

[4] Kunz, J., Gassner, H., Wisser, E.K.R.: Dynamisch belastete Befestigungen in Betonuntergründen. Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A, Nr. 9 / 1999.

[5] Heinisch, R., Kracke, R., Lehmann E.: Feste Fahrbahn, Hestra Verlag Darmstadt, 1997, ISBN 3777102695

[6] Eisenmann, J.: Feste Fahrbahn. Eisenbahningenieur 7 / 1999

[7] Kunz, J.: Betonverbinder für eine Hochgeschwindigkeits-Bahnstrecke. Beton- und Stahlbetonbau, 100. Jg, Heft 6. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Juni 2005.

Jürg Schlumpf

Spritzbeton unterscheidet sich von Konstruktionsbeton durch die Möglichkeit der zeitlich punktgenauen Beschleunigung mit dem Einsatz von Erstarrungsbeschleuniger oder der Zugabe des Anmachwassers unmittelbar vor der Applikation. Für den Konstruktionsbeton müssen hingegen entweder grosse Sicherheiten in der Verarbeitungszeit und damit verlängerte Ausschalzeiten oder aber nur begrenzte Verarbeitungsmöglichkeiten in Kauf genommen werden. Durch die Entwicklung eines neuen Systems, bestehend aus Equipment und Betonzusatzmitteltechnologie, werden diese Grenzen nun deutlich verschoben. So ist es möglich, Konstruktionsbeton mit stark erweiteter Verarbeitungszeit punktgenau vor dem Einbau zu beschleunigen und damit die Erhärtungs- und Ausschalzeiten zu planen.
Diese neuartige Technologie bietet sich vorab im Tunnelbau mit langen Transportwegen oder logistisch schwierigen Verhältnissen an. Mit dieser Innovation werden die Grenzen zwischen Spritzbeton und Konstruktionsbeton nachhaltig verschoben!

Marktumfeld

Ausgeklügelte Logistikkonzepte sind der Schlüssel für alle grossen Bauprojekte der heutigen Zeit, unabhängig davon, ob es sich um lange Untertagebauwerke oder komplexe Hochbauten handelt. Die logistischen Abläufe praxisgerecht gelöst zu haben, bedeutet Zeit gewonnen und damit Investitionsvolumen optimiert oder eingespart zu haben. Je höher das Investitionsvolumen während der Bauzeit als nicht nutzbares Kapital bewertet wird, desto bedeutender wird die schnellstmögliche Fertigstellung des Projektes. Diese Anforderung gilt für sämtliche Abläufe am Objekt. Bei Infrastrukturbauten ist der Baustoff Beton immer von Bedeutung und wird in diesem Beitrag als Bestandteil dieser Logistikanforderungen beschrieben.

Technische Einleitung

Immer komplexere Bauwerke verlangen nach ständig optimierten Bauverfahren und Baustoffen. Gleichzeitig sollen diese Methoden einfach, das heisst praxistauglich und kostengünstig sein. Eine gute Cost-Performance von Konstruktionsbeton- und Spritzbetonlösungen ist deshalb Voraussetzung, damit solche Betonkonzepte in der Praxis eine Chance haben und das verfolgte Ziel auch erreichen können.
Die heutige Abgrenzung der Eigenschaften und Anwendungen von Spritzbeton und Konstruktionsbeton ist dabei klar:

- Spritzbeton erstarrt bei der Verarbeitung plötzlich. Nach Zugabe des Erstarrungsbeschleunigers reagiert der Spritzbeton sofort und kann nicht weiter bearbeitet werden.
- Konstruktionsbeton hingegen wird in eine Form gegossen, lässt sich in Schichten ineinander verdichten und endbearbeiten.

Beton bindet, abhängig von den zentralen, nachfolgend aufgeführten Einflussparametern, früher oder später ab (Minuten oder Stunden) und entwickelt dann seine Festigkeit:

- Zementtyp und Gehalt,
- Temperatur Beton und Umgebung,
- Bauteilabmessungen,
- Wassergehalt und
- Betonzusatzmitteln

Daraus lassen sich für Konstruktionsbeton und Spritzbeton die herkömmlichen und wohlbekannten Anwendungen für den Untertagebau ableiten:
Konstruktionsbeton für:

- Sohlenbeton
- Schalenbeton
- Bankette
- Fahrbahnplatten

Sprayed concrete differs from cast concrete by the possibility of accelerating it just on time, either by use of setting accelerators or by addition of the water just before application. For cast concrete either high uncertainty regarding workability life, requiring to allow for longer waiting times before striking, or limited applicability have to be put up with.
Thanks to the development of a new system, a combination of equipment and concrete admixture technology, such distinctions can now be largely overcome. Thus it is possible to accelerate concrete, achieving highly extended workability life, just before placing it and thus to plan hardening and formwork striking times. This new technology is above all suitable in tunnel construction with long transportation distances or difficult logistics conditions. Thanks to this innovation, the limits between sprayed and cast concrete have shifted considerably!

Market environment

Elaborate logistics concepts are the key to all large construction projects of today, whether it is a case of long underground projects or complex buildings. Practical solutions for logistics mean saving time, thus optimizing or saving investment volume. The more investment volume during construction time is valued as non-productive capital the quicker the completion of the project becomes important. This applies to all activities on the project. For infrastructural projects the construction material concrete is always of importance and is presented in this paper as a part of these logistic requirements.

Technical preliminaries

Ever more complex construction projects call for constantly optimized construction methods and materials. Such methods should at

- Zwischendecken / -wände
- Spezialbauwerke im Tunnel
- Vorgefertigte Bauteile (Tübbinge / ...)
- Hohlraumverfüllungen

Spritzbeton für:
- Sofortsicherung
- Ausbausicherung
- Endausbau in Spritzbeton
- Hohlraumverfüllungen

Verarbeitbarkeit von Beton

Die Anforderungen an die Verarbeitbarkeit oder an die Verarbeitungszeiten werden auch aufgrund der Logistikvorgaben laufend erhöht. Während noch vor wenigen Jahren Betone mit einer gesicherten Verarbeitungszeit von drei Stunden eine grosse Herausforderung waren, so werden heute immer öfters Einsätze von deutlich über fünf Stunden gefordert, in welchen der Beton gut pumpbar, verarbeitbar und im Spezialfall sogar als SCC (SVB) eingebaut werden muss. Vor der Entwicklung und Markteinführung von Polycarboxylaten als Fliessmittel mussten diese Verarbeitungszeiten mit hohen nachfolgenden Verzögerungszeiten durch Abbindeverzögerer «erkauft» werden. Verlängerte Verarbeitungszeit hat sich beinahe exponential auf die darauf folgende Verzögerungszeit ausgewirkt, was im Falle des Konstruktionsbetons zu sehr langen Ausschalzeiten führt. Beim Spritzbeton kann dieser Effekt durch die Zugabe des Beschleunigers in der Spritzdüse zerstört werden und das sofortige Reagieren wird damit ausgelöst.

Abbindezeit
und Verarbeitungszeit

Zur Klärung der Begriffe werden hier die Abbindezeit und die Verarbeitungszeit so beschrieben und differenziert, wie sie im Beitrag auch eingesetzt werden:
Abbindezeit:
- Zeitdauer bis der Beton zu hydratisieren beginnt (sichtbar durch messbare Wärmeentwicklung) und damit auch Festigkeit ent-

the same time be practical and economical which again signifies that a good cost-performance ratio of cast and sprayed concrete solutions is required in order that such concrete concepts have a chance in practice and can achieve the targeted results.
Today's delimitation of characteristics and fields of application of cast and sprayed concrete is clear:
- *Sprayed concrete sets immediately upon application. After the setting accelerator has been added sprayed concrete reacts instantly and cannot be worked anymore.*
- *Cast concrete on the other hand is poured into a mould, can be compacted layer by layer and can be finished.*

Concrete sets sooner or later (minutes or hours) and then develops its strength, independently of the principal influence parameters mentioned below:
- *Cement type and content,*
- *Concrete and ambient temperature,*
- *Structural element dimensions,*
- *Water content and*
- *Concrete admixtures*

The traditional and well known fields of application of cast and sprayed concrete for underground construction projects can be deduced from the following:
Cast concrete:
- *Invert concreting*
- *Lining*
- *Shoulders*
- *Traffic decks*
- *Intermediate decks and walls*
- *Particular structures in tunnels*
- *Precast elements (segmental lining elements/ ...)*
- *Filling of cavities*

Sprayed concrete for:
- *Immediate support at the tunnel face*
- *Temporary support*
- *Final sprayed concrete lining*
- *Filling of cavities*

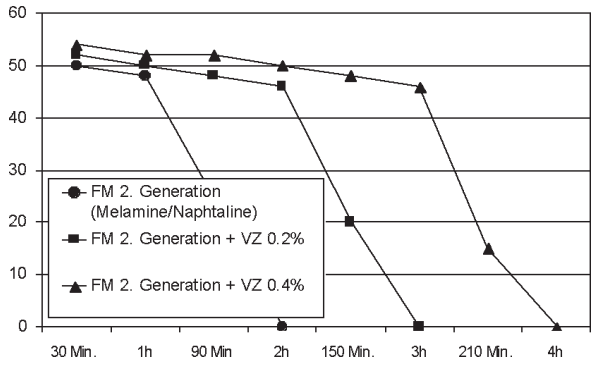
Concrete workability

Requirements concerning workability or workability life are becoming ever more demanding as a result of logistic conditions. Not many years ago concrete mixes with an assured workability life of 3 hours represented a big challenge whereas today increasingly workability lives of much more than 5 hours are specified during which the concrete must remain well pumpable, workable and in special cases even pourable as SCC. Prior to the development and market introduction of polycarboxylates as superplasticisers such workability life was achievable only by setting retarders at the price of the resulting very long retardation. Prolongation of workability life did cause an almost exponential prolongation of retardation, which for cast concrete leads to very long form striking delays. For sprayed concrete this effect can be cancelled by the addition of the accelerator at the nozzle, triggering off an immediate reaction.

Setting time and workability life

For the sake of clarification of terms, the terms setting time and workability life are described and differentiated hereafter as they are used in this paper.
Setting time:
- *Length of time until concrete starts hydrating (detectable by measurable heat development) and thus begins developing strength. From that point on, concrete may no longer be worked or moved (vibrations), or else its internal structure will be damaged.*

Workability life:
- *Length of time during which the concrete can be worked. The concrete mix must be designed in accordance with the specified placing requirements.*
- *Workability of concrete if needing nothing more than vibrating (sufficient workable if hole remaining after pulling out of the vibrating needle closes by itself) is already far below measurable limits*
- *Concrete that still has to be placed or transported must meet the workability consistency requirements specified by the*



1 Verlängerung Verarbeitungszeit mit Abbindeverzögerern
Extending workability life with set retarders

	Verarbeit-barkeit [h]	Verzöge-rung [h]
FM 2. Generation Superplasticiser 2nd generation	1	4
FM 2. Generation Superplast. 2nd gen. +0,2% retarder	2	7
FM 2. Generation Superplast. 2nd gen. +0,4% retarder	4	10

Einfluss verlängerte Verarbeit-barkeit vs. Verzögerung: mit FM 2.Generation und Abbindeverzögerern
Influence of extended workability life vs. retardation: with 2nd generation superplasticisers and set retarders.

wickelt. Nach diesem Zeitpunkt darf der Beton nicht weiter bearbeitet oder bewegt (Vibrationen) werden, da sich sonst Gefügestörungen einstellen.

Verarbeitungszeit:

- Zeitraum, in dem der Beton bearbeitet werden kann. Abhängig vom geforderten Verarbeitungsschritt, ist der Beton einzustellen.
- Soll der Beton nur noch vibriert werden können, liegt die Verarbeitbarkeit schon weit unter der messbaren Grenze (Überprüfung beispielsweise durch das selbstständige Schliessen des Vibrierloches nach dem Herausziehen der Vibratornadel).
- Soll der Beton noch eingebaut oder transportiert werden, müssen die vom Anwender geforderten Verarbeitungs-Konsistenzen (Überprüfung durch Konsistenzmessung wie Ausbreitmass oder Walzmass) eingehalten werden.

Beton oder Spritzbeton mit einem Ausbreitmass von ca. 30cm darf beispielsweise eigentlich nicht mehr als pumpbar bezeichnet werden, lässt sich aber noch problemlos verdichten.

Die geforderte Verarbeitungszeit oder Verzögerungszeit kann mittels Abbindeverzögerern verschiedenster Typen, durch speziell formulierte Fliessmittel und Kombinationen davon erreicht werden. Immer bewirken Abbindeverzögerer neben einer Erhöhung der Verarbeitungszeit auch eine viel grössere Verzögerung des Abbindezeitpunktes. Mit diesen traditionellen Technologien bedeutet eine Erhöhung der Verarbeitbarkeit auf drei Stunden eine Erhöhung der Abbindezeit auf bis zu neun Stunden. **(Bild 1)**

Durch den Einsatz neuartiger Fliessmittel auf Basis von formulierten und strukturierten Polycarboxylaten lässt sich dieses Verhältnis Verarbeitung zu Verzögerung nun deutlich nach vorne verschieben. Mit Fliessmitteln dieser 3. Generation bedeutet die gleiche Verarbeitungszeit von 4

client (verification by flow table spread or Walz test).

Cast or sprayed concrete presenting a flow table spread size of around 30 cm may, for instance, no longer be qualified as pumpable although it still is compactable without any problem

*The required length of workability life or retardation can be obtained by using different types of setting retarders, by specially formulated superplasticisers and combined admixtures. Setting retarders, besides extending workability life, always bring about a much greater retardation of the beginning of setting as well. With these traditional technologies extending workability life to 3 hours means retarding the beginning of setting by up to 9 hours. **(figure 1)***

*By using new types of superplasticisers based on formulated and structured polycarboxylates, the ratio of workability life to retardation can be improved considerably. With such 3rd generation superplasticisers for 4 hours workability life retardation is by 2 to 4 hours less. This technological innovation however is accompanied by a user risk that may not be ignored. Once workability life has elapsed, concrete mixes with polycarboxylates react immediately and set, whereas with older technologies they show a gradual, less clear-cut transition. **(figure 2)***

New fields of application

While this new technology has opened up new fields of application, construction contractors have in many places already adopted much better performing systems in practice so that specifications get ever tougher. Nowadays it goes without saying that superplasticisers maintain concrete soft and pumpable for hours. The rapid development of such polymers leaves construction companies and concrete manufacturers more operational freedom with less time-related constraints regarding workflow planning.

Stunden eine Reduktion der Verzögerung um 2 bis 4 Stunden. Einher mit dieser technischen Errungenschaft geht aber ein nicht zu vernachlässigendes Anwendungsrisiko. Ist die Verarbeitbarkeit abgelaufen, reagieren Betone mit Polycarboxylaten sehr plötzlich und binden ab, während ältere Technologien einen «fliessenden» Übergang aufweisen.
(Bild 2)

Neue Anwendungsmöglichkeiten
Während die Anwendungsmöglichkeiten dadurch nun deutlich gesteigert werden konnten, haben die Unternehmungen diese Leistungssteigerung bereits vielerorts in die tägliche Praxis übernommen und die Anforderungen werden erneut verschärft. So ist es heute schon selbstverständlich, dass Fliessmittel den Beton während Stunden weich und pumpbar halten. Mit dieser raschen Entwicklung solcher Polymere können den ausführenden Unternehmungen und produzierenden Betonherstellern deutlich grössere Freiräume und weniger zeitliche Abhängigkeiten in der Ablaufplanung bereitgestellt werden.

Loslösen von Ansteifen und Erhärtung

Die physikalisch/chemische Abhängigkeit «Ansteifen vs. Abbinden» lässt sich mit den neuen Polycarboxylaten zwar immer weiter ausdehnen, folgt aber bestimmten Grenzbedingungen. Erschwerend kommt hinzu, dass bei komplexen Betonkonzepten der Konstruktionsbeton beides können soll, d.h. so lange verarbeitbar bleiben wie gefordert, und trotzdem rasch erhärtend, falls früher gefordert. Hier spricht man von einem Reagieren auf zeitlich variable Anforderungen. Das lässt sich nun bei der im Betonwerk hergestellten Rezeptur nicht mehr berücksichtigen. Die dabei eingestellten Eigenschaften des Betons ändern sich nur noch durch wechselnde klimatische Randbedingen

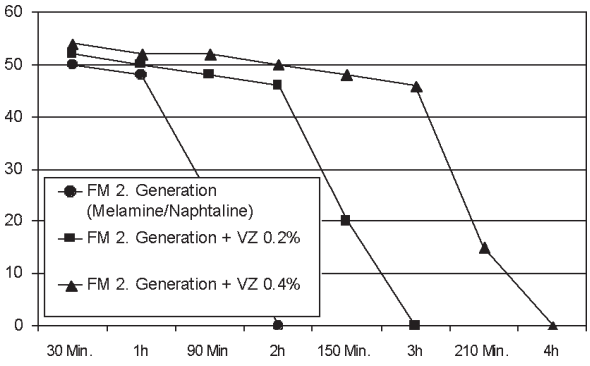
Uncoupling stiffening (loss of workability) from begin of setting

The physical/chemical interdependency of «stiffening vs. setting» can be more and more reduced by the use of the new polycarboxylates while still remaining subject to certain limitations. The problem is aggravated by the fact that for complex concrete concepts the cast concrete should be able to do both, remain workable for as long as required but still harden quickly if necessary. This means being able to react to requirements that change time-dependently. Such changes cannot anymore be accounted for in concrete mixes prepared in a batching plant. Properties of such concrete mixes are only affected by changes of climatic conditions or by changes resulting from improper treatment of the concrete mix (such as re-tempering). Here we are facing a conflict of objectives of specified properties:

- *Placeable-like cast concrete (for example inner lining ring concrete / invert concrete) and start of setting and hardening «on demand" just like sprayed concrete.*

For this problem there are two possible answers:

- *The formwork can be filled with sprayed concrete, thus combining long workability life with beginning of strength development just as targeted. Filling here means that a big volume of concrete (for instance for an inner lining ring) must be placed (sprayed) with a high amount of energy (compaction) into a formwork.*
- *Immediately before placing, the cast concrete is accelerated under close control so that strength development is triggered off just at the right time. Controlled and just at the right time means here that the concrete retains sufficient workability allowing proper filling of the formwork and compacting.*



2 Vergleich Ansteifen Fliessmittel 2. und 3. Generation
Comparison of stiffening with 2nd and 3rd generation superplasticisers

	Verarbeitbarkeit [h]	Verzögerung [h]
FM 2. Generation (Melamine/Naphtaline)		
Superplast. 2nd gen.	1	4
FM 3. Generation (Polycarboxylate)		
Superplast. 3rd gen.	4	6

Einfluss verlängerte Verarbeitbarkeit vs. Verzögerung mit FM 2. + 3. Generation
Comparison of stiffening with 2nd and 3rd generation superplasticisers

oder unsachgemässe Handhabung des Baustoffes. Hier entsteht ein Zielkonflikt der geforderten Eigenschaften:

- Verarbeitbar wie ein Konstruktionsbeton (Bsp. Innenringbeton / Sohlenbeton) und auf „Befehl" einsetzendes Abbinden und Erhärten «wie» beim Spritzbeton.

Auf diese Fragestellung gibt es zwei mögliche Antworten:

- Die Schalungsform kann mit Spritzbeton ausgespritzt werden. So kann eine lange Verarbeitungszeit mit dem gezielten Festigkeitsbeginn verbunden werden. Ausgespritzt bedeutet hier, dass man mit grossem Energieaufwand (Verdichtung) hohe Volumenleistungen (Bsp. Innenring) in eine Form einbringen (einspritzen) muss.
- Der Konstruktionsbeton wird unmittelbar vor dem Einbau kontrolliert beschleunigt und damit die Festigkeitsentwicklung zeitgenau ausgelöst. Kontrolliert oder zeitgenau bedeutet hier, dass der Beton eine zeitliche Restverarbeitbarkeit aufweist, die es erlaubt eine Form fachgerecht zu verfüllen und zu verdichten.

Während das Ausspritzen von Schalungsformen ein äusserst aufwändiger Prozess ist, bietet die Möglichkeit der zeitgenauen Beschleunigung von Konstruktionsbeton bei technologischer Lösung und konstruktiver Umsetzung eine wirkliche Alternative zum Spritzbeton oder eben zu einer eindeutigen Grenzverschiebung der Anwendungen Konstruktionsbeton vs. Spritzbeton.
Natürlich bleibt es aber dem Spritzbeton in den bekannten Anwendungsarten (Trockenspritzbeton oder Nassspritzbeton) vorbehalten, ohne Schalungsform das Material auf ein Oberfläche aufzubringen, unabhängig davon, ob diese Fläche vertikal an der Wand oder über Kopf liegt und dabei eine sofortige Reaktion (Klebkraft und Frühstfestigkeiten) zu erzielen.

Anforderungen
Aufgrund konkreter Kundenanforderungen und im Zusammenhang mit der Entwicklung neuer Betonkonzepte wird nun an solchen, eigentlich widersprüchlichen Anforderungen (lange Verarbeitbarkeit mit hoher Frühfestigkeit) geforscht. Die konkrete Aufgabenstellung lautet dabei in etwa immer:
Sehr lange Verarbeitbarkeit mit zeitlich unabhängig davon auszulösender Frühfestigkeitsentwicklung mit einer gesicherten Restverarbeitbarkeit zur Sicherstellung des qualitativ einwandfreien Betoneinbaus.
Diese Herausforderung lässt sich nur durch den Einsatz eines Beschleunigers mit der Zugabe kurz vor dem Einbau lösen. Das bedeutet, dass neben der Betonzusatzmitteltechnologie auch eine maschinenseitige Lösung entwickelt werden muss. Um eine hohe Einbauleistung sicherzustellen und den engen Platzverhältnissen im Tunnelbau gerecht zu werden, kommt eigentlich nur eine Durchlaufinstallation zur Anwendung, mit der beispielweise 30 bis 50 m^3/h solcher Gemische verarbeitet werden können, dass der Beschleuniger homogen in den Beton eingemischt wird und die Einbauleistung damit sichergestellt werden kann. Dazu gibt es auf dem Markt auch bereits Lösungen. Um das Konzept zu optimieren (Platzbedarf und Ablauftechnik) wird aber auch hier geforscht und weiter entwickelt.

Betontechnologische Lösungen
Während die Gesteinskörnungen das Gerüst des Betongefüges bilden, stellen Bindemittel und Zemente die Verklebung der Körnungen und damit ein stabiles Gefüge sicher. In diesem Stoffsystem kommt die Aufgabe der Steuerung der Eigenschaften den Betonzusatzmitteln zu. Alle eingemischten Komponenten müssen zudem der guten Verarbeitbarkeit förderlich sein und sollen so weit als technisch möglich, die Festbetoneigenschaften nicht nachteilig beeinflussen.

While filling of formwork by spraying is a very labour-intensive process, the possibility of accelerating cast concrete at a precise point of time with the help of appropriate admixture and equipment technologies offers a real alternative to sprayed concrete or, in other words, allows a definite shifting of the application limits for cast concrete vs. sprayed concrete.
Applying concrete onto a substrate, vertical or overhead, without formwork and getting instant reaction (adhesiveness and strength development), remains of course the domain of the well known dry and wet sprayed concrete.

Requirements
Research work has now been undertaken on the subject of such actually contradictory requirements (long workability life combined with high early strength) on the basis of actual customer requirements and in context with the development of new concrete concepts. The specific formulation of the problem is always more or less the same:
Concrete with long workability life combined with accurately timeable beginning of early strength development but still maintaining a safe margin of workability time for perfect placing.
This problem can only be solved by adding an accelerator just before placing the concrete, which means that besides concrete admixture technology also equipment technology will have to come up with a solution. In order to ensure the placing of big concrete volumes and to overcome the cramped space conditions on tunnelling sites, the only possibility is actually a continuous-flow installation allowing the concrete to mix thoroughly 30 to 50 m^3/h in such way that the accelerator is homogene-

Für das Loslösen der Abhängigkeit Verarbeitungszeit und Abbindezeitpunkt kommt neben der Wahl des geeigneten Zementes den Betonzusatzmitteln eine entscheidende Bedeutung zu. Im Bereich der Beschleuniger-Zusatzmittel können folgende Technologien unterschieden werden.

Erstarrungsbeschleuniger (nach prEN 934-5 Tabelle 2)
Die Zugabe erfolgt unmittelbar vor der Applikation an der Spritzdüse im Stromwandler. Äusserst starke (sofortige) Reaktion des Abbindebeginnes mit unterschiedlich starker Frühst- (bis 1 Stunde) und Frühfestigkeitsentwicklung im Bereich von Stunden. Die spontane Bildung von Ettringit bewirkt das sofortige Erstarren. Das bedeutet, dass die Hauptwirkung der Erstarrungsbeschleuniger die aluminathaltigen Phasen des Zementes betrifft. Die darauf folgende weitere Erhärtung wird über den gestiegenen Verbrauch von Calciumhydroxid angeregt (Le Chatelier Prinzip). **(Bild 3)**

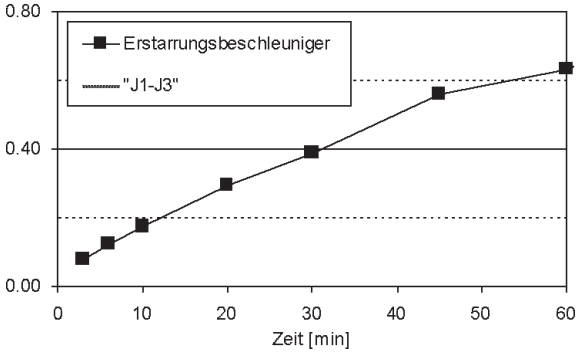
Erhärtungsbeschleuniger (nach EN 934-2 Tabelle 7)
Die Zugabe erfolgt bei der Betonproduktion im Betonwerk. Kein (oder nur geringer) Einfluss auf das Abbinden und/oder Ansteifen, aber hohe Wirkung in der Frühfestigkeitsentwicklung im Bereich von Stunden oder Tagen. **(Bild 4)**

Erstarrungsbeschleuniger (nach EN 934-2 Tabelle 6)
Die Zugabe erfolgt bei der Betonproduktion im Betonwerk. Relevante Verkürzung des Abbindebeginns um Stunden mit oder ohne zusätzliche Frühfestigkeitseigenschaften. Verschiedene Typen von Abbindebeschleunigern werden im Konstruktionsbeton oft in der Vorfabrikation zur Erhöhung der Grünstandfestigkeit eingesetzt oder im Winter als gut bekannter Frostschutz.

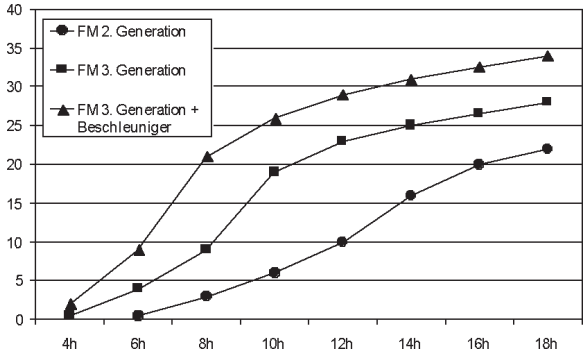
ously mixed with the concrete, so that a high concreting performance can be guaranteed. Such solutions are already on the market but more research and development are necessary for optimising the concept (space requirement and processing technology).

Concrete technology solutions
The skeleton of concrete consists of the aggregate. The grains are bonded together by binders and cement, thus assuring a solid concrete structure. In this system of materials the concrete admixtures assume the task of controlling the concrete properties. All components added to the mix must moreover promote good workability and should as far as technically possible not negatively influence the properties of hardened concrete.
For breaking up the dependence of workability life from the point of the beginning of setting, concrete admixtures play a decisive role besides selecting an appropriate cement. Regarding accelerating admixtures, the following technologies can be differentiated.

Setting accelerators (to prEN 934-5 Table 2)
Such accelerators are added in the flux converter at the nozzle while spraying. Very strong (instant) setting reaction with different initial strength development (within the first hour) and different early strength development within several hours. Spontaneous formation of ettringit causes immediate stiffening. This means that the main effect of setting accelerators concerns the aluminate-containing phases of the cement. The subsequent further hardening is stimulated by the increased consumption of calcium hydroxide. (Le Chatelier principle). ***(figure 3)***



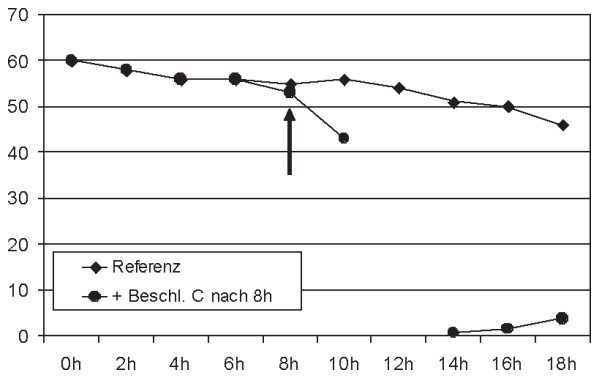
3 Bsp. Frühstfestigkeitsentwicklung von Spritzbeton während der ersten Stunde
Initial strength development of sprayed concrete in the course of the first hour



4 Bsp. Frühfestigkeitsentwicklung von Konstruktionsbetonen mit unterschiedlichen Betonzusatzmitteln
Early strength development of cast concrete mixes with different admixtures

	Reference [superplast.]	«new superpl.» [superpl.+ accel]
Dichte (kg/m³) Density (kg/m³)	2423	2407
Luftporengehalt (%) Air content (%)	0,6	1,0
Wassergehalt (W/Z) Water content(w/c)	0,44	0,44
Betontemp. (°C) Concrete temp. (°C)	23	21
Verarbeitungszeit (h) Workability life (h)	7	>10
Frühfestigkeit (MPa) Early strengh (MPa)	14h=2,2	16h=3,0
Frühfestigkeit (MPa) Early strengh (MPa)	24h=36,9	24h=34,1

Vergleich Referenz-FM zu neuem «FM-VZ-BE»
Comparison between reference superplasticiser and new «superplasticiser-retarder-accelerator»



5 Langverzögerter Beton nach 8h beschleunigt mit gesicherter Restverarbeitbarkeit von 2 Stunden
Long-retarded concrete accelerated after 8 hours with 2 hours assured workability life reserve margin

Neue Beschleuniger «auf Befehl»
Die Zugabe erfolgt kurz vor dem Betoneinbau in die Schalungsform. Die Kombination von rascher Frühfestigkeitsentwicklung und gesicherter Restverarbeitbarkeit ist die Produktanforderung für diese Beschleunigertypen.
Der Ansatzpunkt hier ist die Bildung von Calciumsilikathydraten und die spätere Förderung dieser Reaktion. Da die Hydratation des Zements ein komplexes Ganzes darstellt und nicht in klar definierte Einzelreaktionen aufgeteilt werden kann, ist eine eindeutige Trennung dieser beiden Mechanismen jedoch nicht vollständig möglich. Das ist speziell zu beachten, weil diese neuen Beschleuniger im Allgemeinen alkalischer Natur sind und bei einem ersten direkten Kontakt des verzögerten Systems ein spontanes Ausfallen von Calciumhydroxid stattfindet. Das bewirkt ein erstes Ansteifen der Matrix, wobei dieses aber im weiteren Verlauf durch die Folgereaktionen teilweise wieder aufgehoben werden kann, bis dann der eigentliche Abbindeprozess und die darauf folgende Früherhärtung einsetzt.

Resultate

Nun gilt es solche neuen Beschleunigertypen praxistauglich zu formulieren und auf ihre Eigenschaften hin zu prüfen. Idealerweise lässt sich der beschleunigte Beton noch 1 bis 2 Stunden nach der Zugabe des Beschleunigers verarbeiten, was eben heisst: pumpen, einbauen und homogen verdichten. Diese Zeitdauer ist auch notwendig, um sicherzustellen, dass in der Schalungsform keine kalten Fugen entstehen (auch nicht während der notwendigen Umstellung linke und rechte Schalungshälfte bei der Innenringschalung) und um kürzere Unterbrüche beim Betonieren überbrücken zu können (Nachschub Betonlieferung oder kleine Defekte oder Umstellungen).

Hardening accelerators (to EN 934-2 Table 7)
The accelerator is added at the batching plant when the concrete is produced. No (or only little) influence on setting and/or slump loss, but high effect regarding early strength development in the range of hours or days. ***(figure 4)***

Setting accelerators (to EN 934-2 Table 6)
These accelerators are added at the batching plant when the concrete is produced. Relevant shortening of the beginning of setting in the range of hours, with or without additional early strength properties. Such types of accelerator are often used in the precast industry for increased stability of green concrete or serve in winter time as well known anti-freeze admixtures.

New accelerators «on demand»
This type of accelerator is added just before casting the concrete into the formwork. Requirements this type of accelerators have to meet are quick development of early strength in combination with assured workability life safety margin.
The possible solution here is the formation of calcium silicate hydrates and subsequent promotion of this reaction. Because cement hydration is a complex process that cannot be subdivided into clearly defined single reactions, these two mechanisms clearly cannot be separated completely. This must particularly be accounted for because the new accelerators are generally alkaline, causing spontaneous precipitation of calcium hydroxide on the first direct contact with the retarded system. The effect is initial stiffening of the

Laborversuche
Das nachfolgende Beispiel als Extrakt aus den Laborversuchen illustriert die geforderten Grenzen und die zu erreichenden Resultate. Da die Frühfestigkeit nicht nur von einem Parameter abhängt, ist es notwendig, eine grosse Auswahl verschiedener Zemente bei unterschiedlichen Temperaturen und variablem Wassergehalt zu prüfen. Auch muss schon im Laborstadium der Einfluss auf verschiedenste Dauerhaftigkeitsanforderungen überprüft werden, so dass diese neuen Betonkonzepte die bestehenden Erfahrungswerte bezüglich der Nutzungsdauer des Objektes nicht negativ beeinflussen. **(Bild 5)**

Praxisversuch
Dass sich Entwicklungsarbeiten in der Praxis nicht selber dienen dürfen, also kein Eigenzweck sind, soll am Beispiel einer konkreten Kundenanforderung die Technologie geprüft und bewertet werden. Diese Anwendungstechnik steht hier noch nicht im Einsatz, ist aber ein nicht unwesentlicher Bestandteil für die Evaluation des gesamten Logistikkonzeptes.
Die Arge TAT (mit den Unternehmungen Zschokke Bau AG / Hochtief AG / Alpine Mayreder Bau GmbH / CSC Impresa SA / Inpregilo SpA) erstellt im Auftrag der AlpTransit Gotthard die Teilabschnitte Bodio (Los 554) und Faido (Los 452) des Gotthard-Basistunnels. Bei diesen beiden Bauabschnitten handelt es sich um eine Loskombination mit einer totalen Länge von ca. 31km. Als mögliche Alternative zum Bauprojekt steht die Erstellung des gesamten Abschnittes ab dem Portal Bodio zur Diskussion. Um bei dieser Variante die von der Unternehmung geforderten Betoneigenschaften zur erreichen, mussten verschiedenste Vorabklärungen durchgeführt werden.
Im konkreten Fall hat der Konstruktionsbeton eine maximale Verarbeitungszeit von 8 Stunden zu erreichen, im Notfall von 9 1/2 Stunden. Danach soll der Beton in der Sohle nach weiteren 2 1/2

matrix that can later partially be reversed by the secondary reactions, until the actual setting process with subsequent early hardening begins.

Results

Such types of accelerator must now be formulated in a way whereby they are suitable for practical use and their properties must be tested. The accelerated concrete in the ideal case must remain workable, which means pumpable, placeable and compactable, for 1 to 2 hours after addition of the accelerator. This length of time is necessary to prevent the formation of cold joints inside the formwork (also when alternatingly casting concrete into right and left side formwork of the inner tunnel lining shell to prevent asymmetrical loading) as well as for bridging short interruptions of concreting work (delayed concrete supply, short breakdowns or formwork shifting operations).

Laboratory tests
The following example is taken from laboratory tests, illustrating the required limits and the results that have to be achieved. Because early strength does not depend on one parameter only, it is necessary to test a wide selection of cements at different temperatures and variable water contents. The influence on durability requirements must be examined already in the laboratory, so that these new concrete concepts do not negatively influence existing typical experience-based results regarding useful service life of project. ***(figure 5)***

Practical test
Because R+D in practice is not an end in itself, this technology has to be tested and evaluated taking an actual customer requirement as an example. This application technology in this case is not yet in use but it plays a not unimportant role in the evaluation of the whole logistics concept.

The joint venture TAT consisting of Zschokke Bau AG / Hochtief AG / Alpine Mayreder Bau GmbH / CSC Impresa SA / Impregilo SpA was awarded by AlpTransit Gotthard the contract for building the sections Bodio (section 554) and Faido (section 452) of the Gotthard base tunnel. These two sections give a total length of about 31 km. As a possible alternative to the original execution project, advancing the whole combined section from the Bodio portal is being discussed. Many different preliminary tests and studies had to be carried out in order to achieve the concrete property results specified by the contractors for this alternative solution.
The cast concrete in this case must have a maximum workability life of normally 8 hours and exceptionally of 9 1/2 hours. 2 1/2 hours later, concrete in the invert must reach an early strength of 1 to 2 N/mm^2, allowing striking of the front shuttering without damage. For the concrete in the lining shell, strength requirements are 8 N/mm2 after 8 1/2 hours. Extensive preliminary testing in the laboratories of the contractors and material suppliers as well as previous tests performed under site conditions allowed to achieve the first notable successful results. The different technologies presented in this paper were used and evaluated in this testing. An excerpt from the test results is illustrated and described below.
Thanks to the further development of superplasticisers, workability life can here be prolonged by >3h to reach more than 10hours, while at the same time early strength development is retarded only by 2 additional hours.
Also concrete mixes with «acceleration on site» have been included in this testing series. Under the existing conditions however it was not possible to achieve completely satisfactory results. ***(figure 6)***

Stunden Frühfestigkeiten von 1 bis 2 N/mm² erreichen, die es erlauben, die Stirnschalungen ohne Defekte zu entfernen. Für den Schalenbeton gilt eine Festigkeitsanforderung von 8 N/mm² nach 8 1/2 Stunden. In umfangreichen Vorversuchen in den Labors der Unternehmung und den Materiallieferanten und bereits durchgeführten praxisnahen Versuchen konnten dabei erste beachtliche Erfolge erzielt werden. Dabei wurden die verschiedensten im Beitrag erwähnten Technologien eingesetzt und bewertet. Nachfolgend ist ein Extrakt der Resultate dargestellt und beschrieben.

Durch die Weiterentwicklung der FM kann hier die Verarbeitung um >3h auf über 10h erhöht werden, bei gleichzeitiger zusätzlich verzögerter Früherhärtung von lediglich um 2h.

Gleichzeitig wurden in dieser Versuchsreihe auch Mischungen mit «Beschleunigung vor Ort» durchgeführt. Hierbei wurden unter den bestehenden Bedingungen noch keine gänzlich befriedigenden Resultate erzielt. **(Bild 6)**

Konklusion

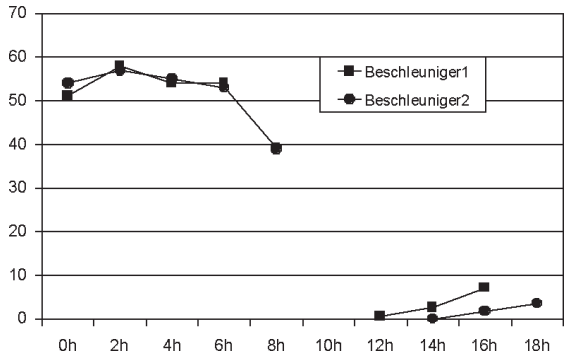
Die Entwicklung des vor Ort beschleunigten Konstruktionsbetons eröffnet vielfältige neue Anwendungsmöglichkeiten für den Betoneinbau und ungekannte logistische Möglichkeiten bei der Ablaufplanung von grossen Bauprojekten. Voraussetzungen sind die praxistaugliche Entwicklung von technisch einfachen und mobilen Mischeinheiten und wirtschaftlich interessante Lösungen im Bereich der Bauchemie, da diese durch die notwendige Dosierung für jeden m³ Beton die Wirtschaftlichkeitsberechnungen solcher Lösungen stark beeinflussen.

Auf der Basis der erfolgreichen Entwicklung der neuen Fliessmittel der 3. Generation steht nun einem weiteren Schritt des Konstruktionsbetons in Richtung Spritzbeton durch neuartige Beschleunigertechnologien nichts mehr im Wege!

Conclusion

Development of on site accelerated cast concrete opens up many new possibilities for placing concrete as well as undreamt-of logistics options for the workflow planning of large construction projects. The development of technically-unsophisticated, practical and mobile mixing equipment and the formulation of innovative chemical concrete admixtures, which must of course be economically interesting because their dosage in each and every m³ of concrete considerably influences calculations of the economical feasibility of such new concrete placing concepts.

Thanks to the development of the new 3rd generation superplasticisers and innovative accelerator technologies, the way is now open for cast concrete to take a further step in the direction of sprayed concrete!



6 Vergleiche versch. Beschleuniger bei Zugabe vor dem Einbau von langverzögerten Betonen
Comparison between different accelerators added just before placing of long-retarded concrete

Autor / Author

Jürg Schlumpf
Dipl. Bauingenieur HTL
Sika Schweiz AG
Tüffenwies 16
CH-8048 Zürich
schlumpf.juerg@ch.sika.com

Referenzen / References

[1] Schlumpf, J.: Betonsysteme AlpTransit: Materialtechnische Herausforderung zur Bewältigung komplexer Verarbeitungsbedingungen; Sika Tunneling & Mining; Sept. 2002
[2] Projektleitung AlpTransit Gotthard: Prüfungssystem für Betonmischungen Dokumentation Stufe2 und Stufe3 Informations- und Bewerbungsunterlagen 30. April 1996
[3] cen Europäisches Komitee für Normung EN 934-2; Teil 2: Betonzusatzmittel; Juli 2001
[4] cen Europäisches Komitee für NormungprEN 934-5; Teil 5: Zusatzmittel für Spritzbeton; November 2004

Andrea Salvadè

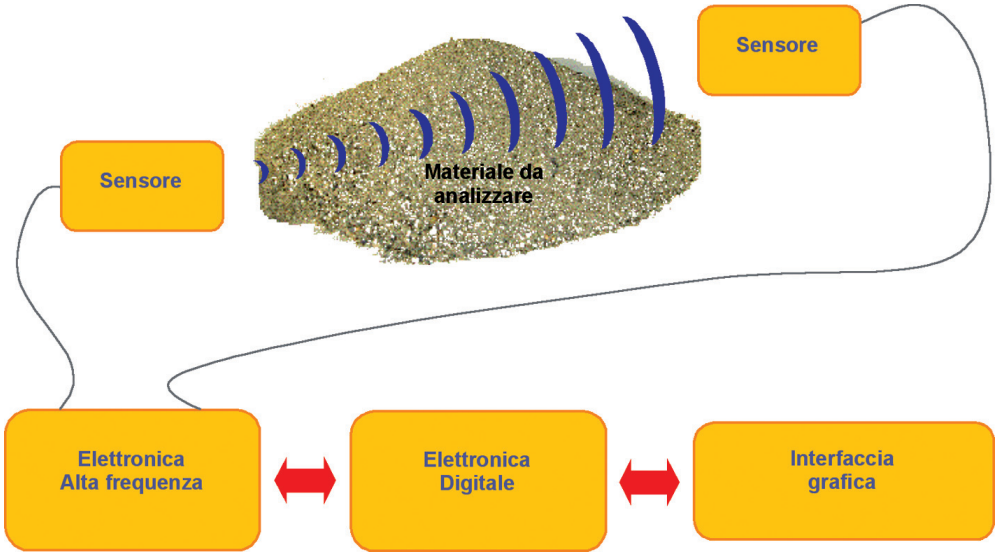
Introduzione

Il contenuto d'acqua nelle miscele di calcestruzzo allo stato fresco, è di fondamentale importanza per le prestazioni caratteristiche, sia in termini di resistenza sia in termini di durabilità, del calcestruzzo indurito. Altrettanto importante è la conoscenza del contenuto d'acqua degli aggregati costituenti, (sabbie, ghiaie, ecc.).

Sistema di misura

L'innovativo sistema di misurazione dell'umidità, denominato WaveTester (frutto di oltre 6 anni di attività di ricerca e sviluppo da parte della SUPSI (Scuola Universitaria Professionale della Svizzera Italiana) in collaborazione con MEET Electronic Engineering Sagl,), determina il contenuto d'acqua nel materiale analizzando l'interazione dell'onda elettromagnetica al suo interno. Il comportamento dell'onda EM varia in modo differenziato in funzione del contenuto di acqua per rapporto ai materiali in analisi.

I parametri misurati vengono, grazie ad una curva di calibrazione elaborata sperimentalmente, correlati ad un quantitativo di acqua presente nel materiale. WaveTester carica automaticamente nel caso della misura di aggregati (di differenti classi granulometriche) la rispettiva curva di calibrazione, questo procedimento assicura una maggiore precisione della misura. Il sistema di misurazione è composto da due sensori fra i quali è posto il materiale da qualificare. I due sensori sono collegati ad una centralina di controllo in grado di gestire i sensori, acquisire i dati di misura, pre-elaborarli e trasmetterli in tempo reale con un collegamento standard ethernet a un PC. In seguito, sulla stazione centrale PC, un software dedicato esegue tutti gli specifici e sofisticati algoritmi che permettono di evincere il grado d'umidità degli inerti. Grazie al sistema a doppio sensore, WaveTester è in grado di misurare in profondità anche gli strati più interni del materiale. **(figura 1)**



1 Schema a blocchi del sistema di misura
Block diagram of the measuring setup

Introduction

A knowledge of the water content in fresh concrete mixtures is very important in terms of performance. The tensile strength and the durability of the hardened concrete are closely related to the water content.
Similarly, a knowledge of the water content in aggregates is also important to obtain a high quality product.

Measuring Principle

The innovative moisture measurement system, called WaveTester, is able to estimate the water content in a material by scanning its interior using low power microwaves.
Water influences the behaviour of the electromagnetic waves very strongly and to a much greater extent than dry materials. Hence, the measured electrical parameters can be correlated to the water content by means of a calibration curve. This curve can be obtained experimentally by comparison with the traditional measure based on the well known drying method.
The WaveTester can handle different calibration curves for different materials in order to achieve increased precision.
Today, thanks to this revolutionary microwave system, which is the result of more than 6 years of joint research and development by SUPSI and MEET Electronic Engineering Sagl, it is possible to estimate the moisture content of any kind of aggregate as well as the water-cement ratio during the mixing process of fresh concrete.
This leads to a marked improvement in the quality of the final product.
Typically, the sample material under test is placed between two microwave sensors. There is no need for a physical contact between the sample and the sensors. The two sensors are connected to a control unit (CU). The CU genera-

Integrazione del sistema di misura nelle diverse fasi di produzione del calcestruzzo

L'analisi del tasso d'umidità può avvenire in varie fasi della produzione del calcestruzzo. Di conseguenza, i sensori possono essere ubicati in tutti i luoghi ritenuti strategici nel ciclo di produzione del calcestruzzo, quali:

- entrata del silo (per esempio, sul nastro trasportatore).
- uscita dei rispettivi sili o nella bilancia
- interno del miscelatore, misura del calcestruzzo fresco durante l'operazione di mescolatura, al fine di poter correggere in tempo reale un'eventuale carenza d'acqua secondo i parametri di ricetta (rapporto acqua/cemento). **(figura 2)**

Caratterizzazione dell'umidità negli aggregati sul nastro trasportatore

WaveTester è in grado di monitorare l'umidità dell'intero carico di aggregati che vengono depositati all'interno del silo durante la fase di riempimento. Questo procedimento permette di avere un maggior controllo di qualità del materiale in entrata.

La misura avviene direttamente sul nastro trasportatore; i sensori non hanno nessun contatto con il materiale in analisi e non richiedono quindi alcuna manutenzione nel tempo.

Il sistema è stato collaudato ed utilizzato per esempio nel cantiere AlpTransit della ditta Holcim per due anni, ininterrottamente senza alcun difetto o intervento di manutentione.

tes the microwave signal and sends it to one of the sensors. After traversing the sample, the signal is picked up by the other sensor and returned to the CU, where it is preprocessed and digitized. This raw measure is then sent to a Personal Computer (PC), where it is postprocessed by advanced DSP algorithms. The resulting moisture measure is presented graphically on the PC, in real time. The measured value can also be sent to the plant controller (PLC) over several standard interfaces.

Thanks to a double sensor system the WaveTester is able to measure the test material at depth and through its entire cross section. ***(figure 1)***

Measurement system integration in the various levels of the concrete production line

The moisture analysis can be made at different levels of the concrete production process. The strategic places where the sensors can be placed are:

- *On the conveyor belt that feeds the silos*
- *At the exit of the silos or directly in the aggregates batching plant*
- *In the mixer in order to monitor the water content of fresh concrete* ***(figure 2)***

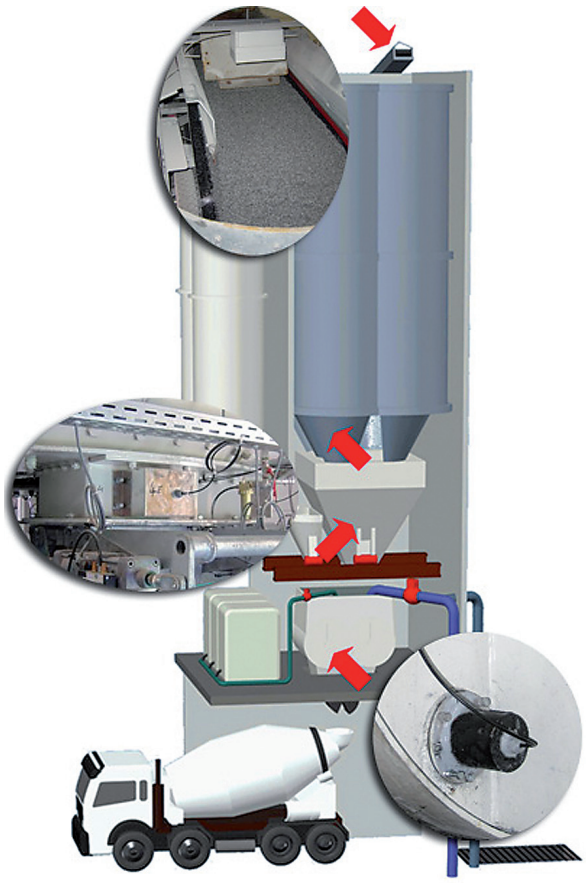
Moisture measurement on the conveyor belt

The WaveTester is able to monitor the moisture content of incoming aggregates during the silo's replenishment.

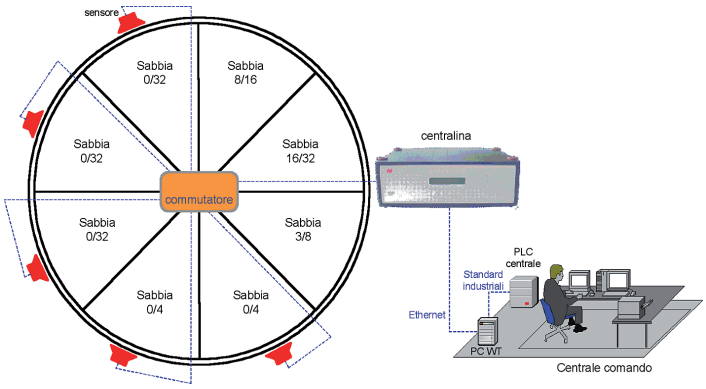
This allows for an improved quality and cost control of the arriving material.

The measurement is performed directly on the conveyor belt (e.g. in a vertical setup, through the belt); the sensors are not in contact with the material and not subjected to wear, so that no maintenance is required.

The setup is in use for instance at the AlpTransit construction site of Bodio by Holcim. For two years it has given excellent results and did not require any servicing.

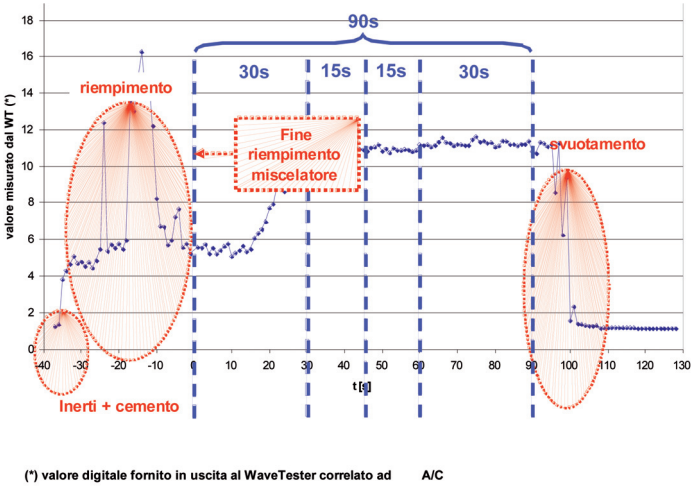


2 Posizionamento dei sensori nella centrale di betonaggio
Sensor placement locations in the concrete production plant



3

Schema di installazione sulle bocchette dei silos
Setup diagram of the system in the silos



(*) valore digitale fornito in uscita al WaveTester correlato ad A/C

4

Misura durante l'intero ciclo di miscelazione
Il grafico mostra la misura durante un intero ciclo di miscelazione del mixer. Notiamo il caricamento iniziale dell'inerte, del cemento e degli additivi. L'aggiunta dell'acqua avviene successivamente. Dopo alcuni secondi di miscelazione l'impasto tende a diventare omogeneo: da questo momento la misura può essere considerata valida e può eventualmente essere effettuata un' aggiunta d'acqua.
Measurements during the entire mixing cycle
The graph shows a measuring profile taken during a mixing process. At the beginning we can see the presence of: cement, aggregates and additives. Water is added a bit later. After a few seconds of mixing, the mixture becomes homogeneous: at this moment the measurements can be considered valid and can be fed back to the dosage control system.

Misurazione dell'umidità degli aggregati all'uscita dei silos

La misura del quantitativo di acqua presente negli aggregati è indispensabile per ottenere una miscela di calcestruzzo la più fedele possibile alle aspettative. Tale misura avviene tramite il posizionamento dei sensori sulle bocchette in uscita dei vari sili. L'acqua misurata negli inerti può in seguito essere sottratta a quella da aggiungere durante la fase di miscelazione. Il sistema di misura viene sincronizzato con l'apertura della bocchetta dei sili. Si tratta di una misura integrale: tutto il materiale (e non solo un piccolo quantitativo) viene quindi analizzato dai sensori, questo permette di disporre di un valore finale preciso e istantaneo di tutto il contenuto d'acqua presente nell'inerte.

Attualmente con una centralina possono essere controllati fino ad 8 silos parallelamente.
Anche in questa configurazione di misura i sensori non sono a diretto contatto con il materiale analizzato, quindi le azioni di manutenzione si riducono praticamente al minimo. **(figura 3)**

Misurazione dell'umidità nel calcestruzzo in fase di miscelazione

WaveTester è utilizzato per misurare il contenuto di acqua presente nel calcestruzzo fresco e quindi permette di poter disporre del rispettivo rapporto acqua/cemento. La misura è continua, viene effettuata durante tutto il periodo di miscelazione e i valori misurati sono istantaneamente disponibili al sistema di controllo dei dosaggi. Si può quindi effettuare in qualsia-

Moisture sensing at the silo's outlet

A knowledge of the water content in the aggregate at the exit of a silo is essential in order to obtain a resultant concrete mix that is as close as possible to the design mix. The measurement is taken at the outlet (next to the drain valve) of a silo.
This measured water content can then be taken into account in the computation of the amount of water that needs to be added during the mixing process.
Again, the entire load of aggregate is measured (and not just a single sample or a small part.) This leads to a more accurate and statistically representative measure of the actual water content of the aggregates.
Today, it is possible to connect the sensors installed in up to 8 silos to a control unit (CU).

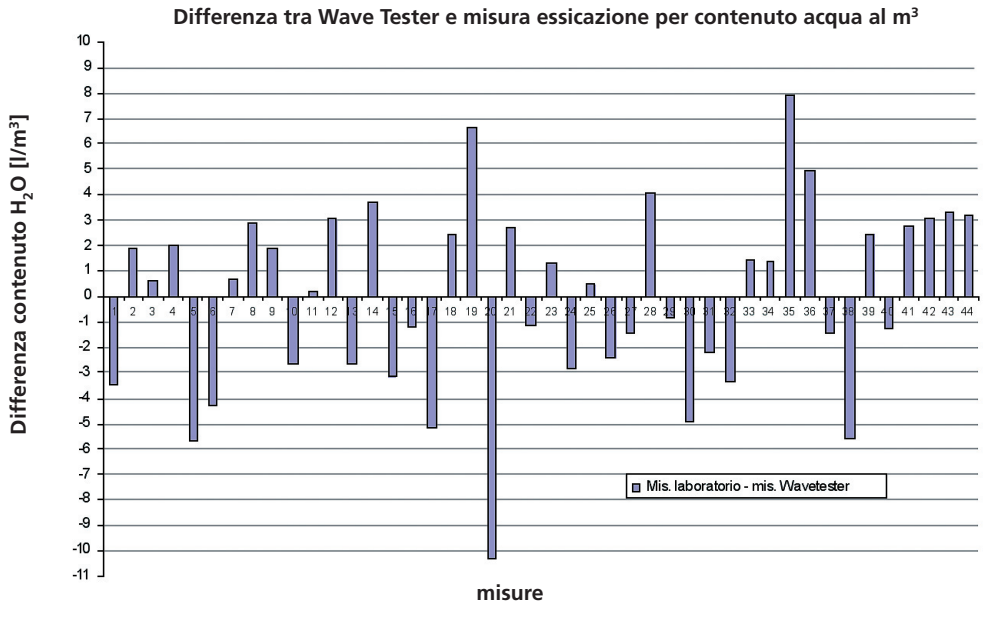
si momento una correzione del contenuto d'acqua allo scopo di garantire delle caratteristiche finali del calcestruzzo precise, secondo la ricetta prestabilita.
Questo tipo di misura permette inoltre di determinare quando la miscela è sufficientemente omogenea in modo da ottimizzare il processo di miscelazione.
I sensori vengono incapsulati e protetti dalla miscela in movimento tramite dei materiali molto resistenti all'abrasione. Il sistema può essere utilizzato quindi per diversi mesi senza necessitare di lavori di manutenzione.
Anche in questo caso, grazie a una frequenza di misura di oltre 10 campioni al secondo, il vantaggio dato da Wavetester è quello di poter disporre di un'analisi integrale del calcestruzzo.
Il sistema è stato collaudato ed è tuttora in funzione nei cantieri AlpTransit della ditta Holcim. **(figura 4), (figura 5), (figura 6)**

As in the previous configururation, here also the sensors are not in contact with the material under test, so that no maintenance is needed.
The setup is in use for instance at the newest Holcim concrete production plant in ***(figure 3)***

Moisture sensing in the concrete mixer

The WaveTester can also be used to sense the moisture of fresh concrete during the mixing process. The instrument can then provide directly a water/cement ratio value, by means of a calibration curve obtained experimentally. The WaveTester measures in real time, producing several measures per second during the entire mixing cycle. The results are made fully available to the dosage control system. Therefore it is possible to make corrections to the water content in real time during the same mixing process.

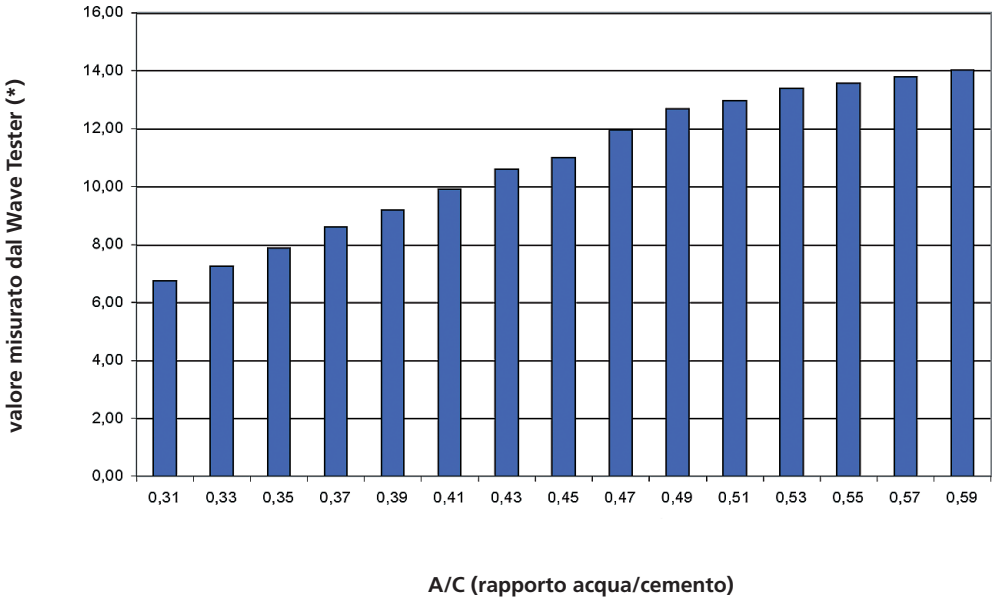
In addition, the WaveTester can provide an estimate of the mixture's homogeneity, because the ripple in the measured moisture profile (over time) is a direct indicator of material inhomogeneity.
The sensors are mounted on the mixer's walls and are encapsulated and protected against abrasion by means of a very resistant cover.
The setup can be used for months without any maintenance, and in any case this is limited to the replacement of the sensor's protective cover. No recalibration is needed.
With more than 10 samples per seconds, the WaveTester permits the characterization of the entire mixer concrete load.
The complete setup is in use for instance at the AlpTransit construction site of Bodio by Holcim. ***(figure 4), (figure 5), (figure 6)***



5

Misure Wave Tester comparate con prova della stufa (dati forniti da Holcim)
Il grafico mostra una serie di prove a campione effettuate con WaveTester comparate con dei campioni analizzati con il metodo di essiccazione nella stufa. Dal grafico si deduce una precisione di misura, salvo pochi casi, di ± 3l/m³. Che corrisponde a una precisione di ± 0.01 sul rapporto acqua/cemento.

WaveTester measurements compared to measurenments obtained with the drying method (data by courtesy of Holcim)
The graph shows some measurements in fresh concrete compared with the results obtained by the drying method. It is possible to reach a measuring accuracy of ± 3liters/m³ that corresponds to about ± 0.01 in the water/cement ratio.



6

Prova ad incremento all'interno del mixer

Il grafico mostra delle prove effettuate aggiungendo progressivamente 7l di acqua in una miscela di 1m3 di calcestruzzo. Si nota che ogni aggiunta è stata discriminata con precisione denotando una risoluzione di misura che permette la discriminazione di quantitativi di acqua molto minori.

Test with incremental moisture contents in the mixer

The graph shows some tests done by adding water in steps of 7liters each to a concrete mixture of 1 m³.
As can be seen, every addition is clearly discernible.

Conclusioni

Questo innovativo sistema permette un controllo preciso ed efficiente del contenuto d'acqua durante tutta la catena di produzione del calcestruzzo, a partire dal controllo dei vari inerti fino alla determinazione del rapporto acqua/cemento del calcestruzzo.
L'implementazione di questo sistema garantisce un prodotto finale nel rispetto delle variabili progettuali e delle normative.
Ulteriore sviluppo: lo strumento WaveTester sta per essere messo a punto anche per poter soddisfare la richiesta di misura del calcestruzzo fresco direttamente sui cantieri mediante uno strumento portatile.

Conclusions

The advanced WaveTester technology allows a precise and efficient control during the whole concrete production chain from the aggregates to the final product.
Its use ensures a high quality concrete that complies with the applicable codes and fulfils production requirements.
Next step: The WaveTester will be used to test fresh concrete samples directly at the construction site.

Progetto finanziato dall'agenzia per la promozione dell'innovazione
KTI / CTI

Project financed from the agency for the innovation promotion
KTI / CTI

Autor / Author

Andrea Salvadè
Department of Technology and Innovation, University of Applied Sciences of Southern Switzerland (SUPSI)
Area TTHF
Telecom Telematics High Frequency
Via Cantonale, 6928 Manno,
Switzerland.
asalvade@supsi.ch
http://www.dfi.supsi.ch/area_TTHF.html

In collaborazione / In collaboration

Thomas Bartesaghi, Damiano Pellegrini, Samuel Poretti and Ricardo Monleone

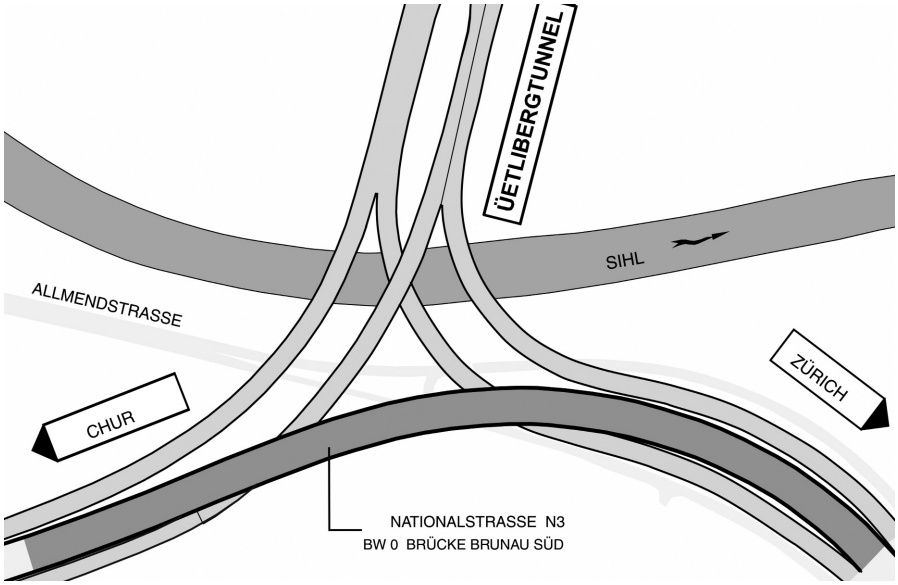
b

Erhaltung und Überwachung

Maintenance et monitoring

Maintenance and monitoring

Viktor Sigrist, Peter Marti, André Bättig



1 Verkehrsknoten Brunau Süd. *Highway interchange Brunau Süd.*

The highway bridge Brunau Süd in Zurich was subjected to a thorough examination. It was found that the webs and transverse girders do not satisfy code requirements. This paper reports on the search for the optimum strengthening method regarding both technical and aesthetic aspects as well as on the first application of self-compacting concrete for large, highly stressed structural members in Switzerland.

Die Autobahnbrücke Brunau Süd (Zürich) wurde einer eingehenden Zustandstüberprüfung unterzogen. Es zeigte sich, dass Stege und Querträger den normgemässen Anforderungen nicht genügen. Im vorliegenden Beitrag wird über die Suche nach der gestalterisch und technisch optimalen Verstärkungsmassnahme sowie die in der Schweiz erstmalige Anwendung von selbstverdichtendem Beton für hoch beanspruchte Tragwerksteile berichtet.

Project data	
Region	*Zurich*
Use	*Highway bridge*
Owner	*Canton of Zurich*
Design	*Ernst Winkler + Partner AG/ Ritz Zimmerli Sigrist AG*
Execution	*Locher AG, Zschokke Locher AG, Walo AG, Züblin Schlittler Spaltenstein AG*
Characteristics	
Length	*539 m*
Spans	*27 to 51 m*
System	*Prestressed hollow box girders, new hammerhead supports*
Construction Period	*Strengthening and repair 2002-2005*
Peculiarities	*Hammerheads made of self-compacting concrete, placing bridge onto new bearings*

Einleitung

Die in den Jahren 1964 bis 1967 erbaute Brücke Brunau Süd ist Teil der Autobahn A3 und bildet den südlichen Anschluss an das Stadtzentrum von Zürich **Bild 1**. Die Brücke ist in jeder Fahrtrichtung zweispurig mit zusätzlicher Standspur ausgebaut und wird täglich von rund 45´000 Fahrzeugen befahren.

Beim Tragwerk der Brücke handelt es sich um einen Durchlaufträger mit einer Länge von 539 m; die Spannweiten variieren zwischen 27 m und 51 m. Der Überbau ist in Längsrichtung vorgespannt und besteht aus zwei parallel verlaufenden, über die obere Kasten-

Introduction

*The bridge Brunau Süd was built during the period from 1964 to 1967. It is part of the Swiss highway A3, establishing the South connection to the city centre of Zurich **figure 1.** The bridge comprises two lanes and an emergency lane in each direction and it is subjected to an average daily traffic volume of 45 000 vehicles.*

The structural system is a 539 m long continuous girder with spans varying from 27 to 51 m. The superstructure is longitudinally prestressed, consisting of two parallel, 1.6 m deep box girders being connected via the deck slab. Each box girder was centrically supported on roller bearings placed on columns; along the bearing axes there are prestressed concrete transverse girders.

platte miteinander verbundenen Holkastenträgern mit einer konstanten Höhe von 1,6 m. Der Brükkenüberbau war mittig unter jedem Hohlkasten über ein Rollenlager auf einer Stütze gelagert; in den Lagerachsen verlaufen vorgespannte Querträger.

Zustandsbeurteilung

In den Jahren 2000 und 2001 wurden an der Brücke umfassende Zustandsuntersuchungen vorgenommen. Diese liessen vermuten, dass die Brücke wesentliche statische Mängel aufweist. In der Folge wurde eine eingehende rechnerische Überprüfung durchgeführt. Für die Querkraftwiderstände sowie die Kraftübertragung von den Stegen in die Querträger bestätigte sich die Vermutung: Die von der Norm SIA 162 [1] geforderte Tragsicherheit wurde in einigen Stegabschnitten, besonders krass aber in den Übergängen zu den Querträgern unterschritten. Ursache war das Fehlen von Aufhängebewehrungen **Bild 2.** Es handelte sich insgesamt um einen schwerwiegenden Mangel, der sich durch die zahlreich festgestellten Risse mit beachtlichen Rissbreiten manifestierte.

Sichernde Sofortmassnahmen

In Anbetracht der erheblichen Gefährdung für Bauwerk und Benutzer wurde, im Sinne der Vorgaben der Richtlinie SIA 462 [2], ein Expertengremium eingesetzt, das über sichernde Sofortmassnahmen zu beraten hatte. Das Gremium vereinbarte einerseits verkehrslenkende Massnahmen: Das Sperren der Standspur für den Verkehr sowie das Einrichten einer Breitenbeschränkung für die Überholspur. Andererseits wurde eine elektronische Fernüberwachung installiert.

Verstärkungskonzept

Mit der rechnerischen Überprüfung wurde gezeigt, dass auf eine Verstärkung der Stege verzichtet werden kann. Die entsprechenden Berechnungen erfolgten mit Hilfe

Condition Evaluation

*Comprehensive condition surveys carried out in 2000 and 2001 indicated substantial structural defects. Subsequent thorough analytical examinations revealed that the safety level required by the code SIA 162 [1] was not reached in several web sections and, in particular, at the web-transverse girder connections. The reason for this defect was the missing suspension reinforcement (**figure 2).** This serious defect manifested itself in numerous wide cracks.*

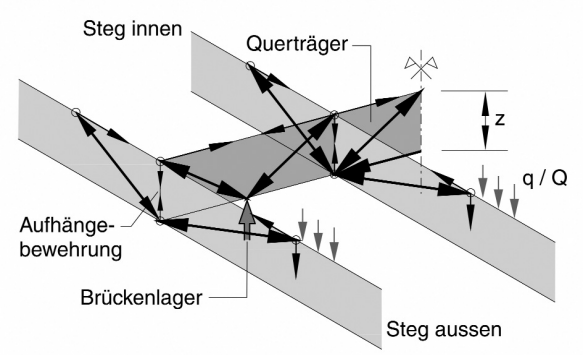
Urgent Safety Measures

In view of the substantial danger for both the construction works and the users an expert panel according to the provisions of the directive SIA 462 [2] was established to decide on urgent safety measures. The panel agreed on traffic restrictions, i.e. the emergency lanes were closed and the overtaking lanes were restricted in their width. In addition, a remote monitoring system was installed.

Strengthening Concept

The analytical examination showed that the webs didn't need to be strengthened. The corresponding calculations were based on stress fields [3-5]; at two points the resistance factor required by the code was not reached. However, based on the directive SIA 462 a reduction of the load factor was possible (accompanied by corresponding control measurements) and it could be shown that the structural safety level is sufficient.

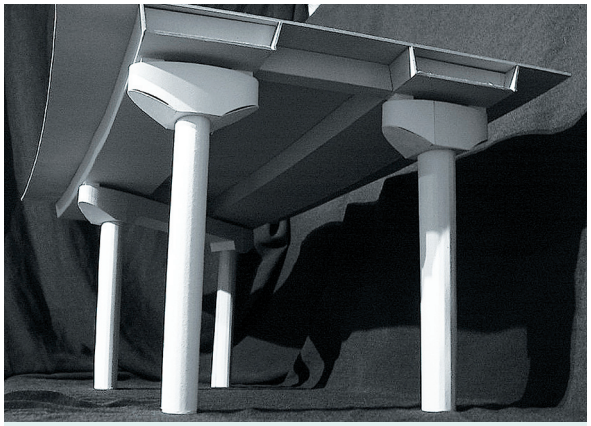
Since it was impossible to simply construct additional columns to eliminate the defect of the missing suspension reinforcement the construction of column hammerheads was envisaged; adding suspension reinforcement would have been too risky regarding both construction quality and time restrictions [6].



2
Kraftfluss im Stützenbereich
Force flow in support region.

Projektdaten

Region	Zürich
Nutzung	Autobahnbrücke
Bauherr	Kanton Zürich, Tiefbauamt Projekt / Bauleitung IG Ernst Winkler Partner AG / Ritz Zimmerli Sigrist AG
Bauausführung	ARGE Locher AG, Zschokke Locher AG, Walo AG, Züblin Schlittler Spaltenstein AG
Kenndaten	
Länge	539 m
Spannweiten	27 m bis 51 m
Konstruktion	Hohlkastenträger, vorgespannt, neu auf Hammerköpfen gelagert
Bauzeit	Verstärkung, Instandsetzung 2002 bis 2005
Merkmale	Hammerköpfe aus selbstverdichtendem Beton, Umsetzen der Brücke auf die neuen Lager



3 Überprüfung der Formgebung am Modell
Checking the shape using models.

von Spannungsfeldern [3-5]; an zwei Stellen wurde der von der Norm geforderte Widerstandsbeiwert unterschritten. Unter Berücksichtigung einer gemäss Richtlinie SIA 462 (bei Anordnung entsprechender Kontrollmessungen) zulässigen Reduktion des Lastbeiwerts konnten aber schliesslich ausreichende Sicherheiten nachgewiesen werden.

Da der Bau zusätzlicher Stützen als Massnahme zur Behebung des Mangels der fehlenden Aufhängebewehrung entfiel, stand als mögliche Verstärkungsvariante der Bau von Hammerköpfen im Vordergrund; der Einbau von Aufhängebewehrungen hätte, wie entsprechende Abklärungen bezüglich Ausführungsrisiken und zeitlicher Vorgaben zeigten, erhebliche Nachteile aufgewiesen [6].

Für die Hammerköpfe fiel die Beurteilung deutlich günstiger aus. Dass der Bau der Hammerköpfe ohne Beeinträchtigung des auf der Brücke rollenden Verkehrs vorgenommen werden konnte und zudem keinen zeitlichen Einschränkungen unterlag, waren weitere Argumente für die Ausführung dieser Variante.

Hammerköpfe

Als strittiger Punkt erwies sich die Gestaltung der Hammerköpfe. Die Überprüfungen am Modell belegten jedoch, dass die Hammerköpfe, obwohl aus statischen Gründen Höhen und Dicken von rund 2,5 m und Breiten von über 5 m vorzusehen waren, das Erscheinungsbild nicht dominieren. In der Folge wurden zahlreiche Hammerkopfformen entworfen: Eine schlichte, ruhige Form mit ebenen Anschnittflächen wurde schliesslich als beste Lösung eingestuft **(Bild 3).** Damit bestätigte sich die anfängliche Vermutung, wonach sich eine einfache Form am besten in die bestehende komplexe Geometrie einfügt. In der Beurteilung der Beteiligten wurden damit Tragwerksteile entwickelt, die, obwohl zurückhaltend in der Ausgestaltung, eigenständig sind und deren Zweck sich auch Aussenstehenden erschliesst.

Selbstverdichtender Beton

Zum Zeitpunkt der Submission der Bauarbeiten war der Einsatz von selbstverdichtendem Beton bereits allgemein bekannt, hinsichtlich einer Anwendung für hoch beanspruchte Tragwerksteile lagen in der Schweiz jedoch keine Erfahrungen vor. Aus diesem Grund wurden die Betonarbeiten in konventioneller Ausführung ausgeschrieben. Die Ausführungsvariante, selbstverdichtenden Beton zu verwenden [6], wurde von der schliesslich beauftragten Unternehmergemeinschaft eingebracht. Zur Abklärung der technologischen Besonderheiten wurde als Vorversuch ein 2,5 m hohes, bewehrtes Betonprisma mit einer Kantenlänge von 1,0 m hergestellt. Der Versuch bestätigte die Eignung des Betons, zeigte aber auch einige Probleme auf. Diese bestehen einerseits darin, dass die qualitätsrelevanten Eigenschaften wie Ausbreitmass und Luftgehalt des Betons starken Streuungen unterliegen. Andererseits stellt die Herstellung besonders hohe Anforderungen an die Scha-

The hammerheads could be constructed without further traffic restrictions and there were no time restrictions. Hence, it was decided to implement this alternative.

Hammerheads

The shaping of the hammerheads caused considerable debate. Preliminary checks based on physical models showed that the hammerheads do not dominate the overall appearance, despite their statically required heights and thicknesses of about 2.5 m and their widths of more than 5 m. Subsequently, numerous hammerhead shapes were designed. Finally, a rather simple shape with plane cutting faces was selected ***(figure 3)****, confirming the initial assumption that a simple shape would be best suited for the integration into the complex, existing geometry. In the opinion of the project team, the newly developed structural members are unobtrusive yet independent and their function can be understood by laymen.*

Self-Compacting Concrete

At the time of tendering for the construction work self-compacting concrete was already well known but in Switzerland, there was no experience regarding its application for large, highly stressed structural members. Therefore, tendering was based on conventional concrete. The proposal to use self-compacting concrete was made by the joint venture of contractors that was finally awarded the construction contract.

To investigate the technological peculiarities a 2.5 m high concrete prism with a side length of 1.0 m was cast. This test confirmed the suitability of the concrete but it also exhibited some problems. On the one hand, quality-relevant properties such as the flow diame-

lung. Für die Hammerköpfe wurde deshalb eine Schalung mit Stahlkorsett hergestellt. Die Schalbretter wurden über Nut und Kamm verbunden und die Fugen zusätzlich abgedichtet.
Mit dem Einbringen des Betons wurde erst dann begonnen, wenn der jeweils dritte Fahrmischer das Werk mit Beton einwandfreier Qualität verlassen hatte. Auf diese Weise wurde sichergestellt, dass das Betonieren ohne Unterbrechung erfolgen konnte. Das Einbringen erfolgte mittels Pumpen von der Unterseite her. Die Schalung verfügte über zwei Einfüllöffnungen mit Schlagschiebern; damit hätte im Falle einer Verstopfung der Pumpenleitung eine Ausweichmöglichkeit bestanden. Der Beton war während des Einbringens permanent in Bewegung. Dies hatte zur Folge, dass dem Beton Luft entzogen wurde, was zur Bildung eines unerwünschten Schaumteppichs an der Oberfläche führte; dieser liess sich jedoch abschöpfen.
Der Beton erwärmte sich aufgrund der grossen Bauteilabmessungen und des hohen Zementgehalts während des Abbindens stark. Bei der Herstellung des ersten Hammerkopfes wurde die Wärmeentwicklung mit Temperatursonden überwacht [6]. Insgesamt war die erzielte Betonqualität durchwegs gut. Es wurden hohe Festigkeiten und Dichtigkeiten und vertretbare Schwindmasse sowie eine gleichmässige und schadstellen- und weitgehend rissfreie Oberflächen erzielt.

Instandsetzung der Brücke

Nebst der Verstärkung waren an der Brücke Instandsetzungsarbeiten auszuführen. Diese umfassten das Erstellen neuer Randleitmauern und einer Mittelleitmauer, die Verstärkung der Kragplattenbewehrung, verschiedene Betonreparaturen sowie den Einbau einer neuen Fahrbahnabdichtung, neuer Entwässerungsleitungen, eines neuen Belags und neuer Fahrbahnübergänge.

ter and the air content are subject to considerable scatter. On the other hand, a proper execution puts very high demands on the formwork. Therefore, a steel cage was used in conjunction with the timber formwork for the hammerheads. The formwork boards were equipped with tongue and groove and the joints were specially sealed. Concreting started only after the third ready-mix truck with concrete of perfect quality had left the plant. This ensured that concreting could proceed without interruptions. The concrete was pumped from the bottom into the formwork. There were two pump inlets with pin and gate valves to provide a bypass in case of plugging of the pipeline. During placing the concrete was in permanent motion, resulting in a loss of air and a corresponding undesired foam layer at the top of the concrete that had to be skimmed off. Due to the large structural dimensions and the high cement content the concrete heated up significantly during hydration. The heat development was monitored during construction of the first hammerhead [6]. Overall, a consistent concrete quality was achieved. Strength and impermeability values were high, shrinkage was acceptable and the concrete surfaces were reasonably uniform, damage-free and essentially uncracked.

Bridge Repair

Apart from the strengthening measures the bridge also had to be repaired. Repair work included the construction of new edge and centre parapets, the strengthening of the cantilever slab reinforcement, several concrete repairs, the replacement of the waterproof deck membrane as well as the placing of new drainage pipes, a new wearing course and new transition joints.



4 Brückenuntersicht mit Hammerköpfen
Bridge soffit with hammerheads.

Die Verstärkung und die Instandsetzung der Brücke wurden im Zeitraum von Dezember 2001 bis Oktober 2005 ausgeführt. Die sichernden Sofortmassnahmen wurden im Dezember 2001 eingerichtet und bis zur Fertigstellung der Hammerköpfe aufrecht erhalten. Der Bau der Hammerköpfe konnte im Sommer 2002 in Angriff genommen und Ende 2002 abgeschlossen werden **(Bild 4).**

Schlussbemerkungen

Der bei der Autobahnbrücke Brunau Süd identifizierte Mangel war als gravierend einzustufen; die festgestellten Risse legten eine besondere Dringlichkeit nahe. Die Vorgaben der Richtlinie SIA 462 zur Einsetzung eines Expertengremiums, zur Anordnung «sichernder Sofortmassnahmen» sowie zur Beurteilung der Tragsicherheit erwiesen sich im vorliegenden Fall als sehr hilfreich.

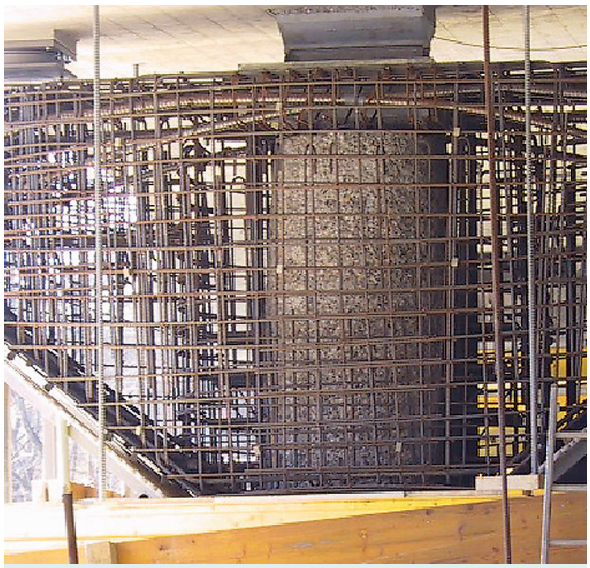
Aufgrund der beengten Platzverhältnisse **(Bild 5)** wurde für den Bau der Hammerköpfe selbstverdichtender Beton gewählt. Hinsichtlich Herstellung, Transport und Verarbeitung des Betons stellte dies hohe Anforderungen; es zeigte sich jedoch, dass gute Ergebnisse erzielt werden können.

Strengthening and repair measures were executed during the period from December 2001 to October 2005. The urgent safety measures were implemented in December 2001 and kept in place till the end of construction of the hammerheads. The hammerheads were constructed in the second half of the year 2002 ***(figure 4).***

Concluding Remarks

The structural defect of the highway bridge Brunau Süd was severe; the observed cracks implied urgent action. The provisions of the directive SIA 462 concerning the establishment of an expert panel, the implementation of urgent safety measures and the evaluation of the structural safety proved to be very useful in this case.

Due to the limited space available for the construction of the hammerheads ***(figure 5)*** *self-compacting concrete was used. This resulted in high requirements for the production, transport and placing of the concrete but it was demonstrated that good results can be achieved.*



5 Bauausführung: Bewehrung
Construction work: reinforcement.

Autoren / Authors

Prof. Dr. sc. techn. Viktor Sigrist
TU Hamburg-Harburg
Institut für Massivbau
D - 21071 Hamburg
sigrist@tu-harburg.de

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

André Bättig, dipl. Bauingenieur ETH
EWP Ernst Winkler + Partner AG
Rikonerstrasse 4
CH - 8307 Effretikon
bae@ewp.ch

Referenzen / References

[1] SIA Norm 162: Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1993, 86 pp.
[2] SIA Richtlinie 462: Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1994, 16 pp.
[3] Marti, P.: Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design. ACI Structural Journal, Vol. 82, No. 1, Jan.-Feb. 1985, pp. 46-56.
[4] Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlimann, B.: Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern. Birkhäuser Verlag, Basel, 1996, 145 pp.
[5] Sigrist, V.: Zur Querkraftbemessung von Stahlbetonträgern. Beton- und Stahlbetonbau 100, 2005, Heft 5, pp. 390 - 397.
[6] Sigrist, V., Marti, P., Bättig, A.: Verstärkung der Autobahnbrücke Brunau Süd. Beton- und Stahlbetonbau 101, 2006, Heft 5.

Thomas Spuler, Gianni Moor, Michael Siegwart

Bauwerksbeschreibung

Die Steinbachtalbrücke liegt in Thüringen und führt die Südharzautobahn A38 von Göttingen nach Halle. Die Autobahn A38 befindet sich noch im Bau und die Erdmassentransporte, die zum Streckenbau benötigt werden, führen über diese Brücke. Aus diesem Grund wurde die Steinbachtalbrücke als vorgezogene Baumassnahme im Jahre 2000 ausgeführt. Die Brücke überspannt in einem einteiligen Überbauquerschnitt den Steinbach, die Landesstrasse L2020 zwischen den beiden Ortschaften Bodenrode und Steinbach sowie landwirtschaftliche Wege. Die Länge der Brücke beträgt 372m, die Stützweiten zwischen den fünf Pfeilern liegen zwischen 54m und 78m, die maximale Bauwerkshöhe liegt bei 35m. Die schlanke Verbund-Konstruktion bringt es mit sich, dass das Bauwerk empfindlich auf Schwerlastverkehr, insbesondere auf die überschweren Erdtransporte während des Baubetriebes, reagiert. Des Weiteren werden durch eine bauliche Instandsetzung der Brükke im Jahre 2005 die Belastungen durch das Eigengewicht der Brükke für einen kurzen Zeitraum reduzieren wird. Die Brücke ist in **Bild 1** dargestellt.

Gründe und Ziele der Installation des Systems Robo®Control

Um den Einfluss des Baustellenverkehrs und der Veränderungen im Lastbild aus den baulichen Massnahmen an der Brücke zu überwachen, hat man sich bei der Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) dazu entschlossen, das Fernüberwachungssystem Robo®Control der Firma mageba zu installieren. Das System misst 4 verschiedene Kenngrössen am Bauwerk mit jeweils verschiedenen Messprinzipien. Die folgenden Messungen werden durchgeführt:

- Temperatur mittels faseroptischer und konventioneller Sensoren
- Bewegung mittels magnetostriktiver Messtechnik
- Dehnung mit faseroptischen und konventionellen Sensoren sowie
- Schwingung mittels faseroptischer Sensoren.

Die Anordnung der Sensoren ist in **Bild 2** auf der nächsten Seite gezeigt. Die Ziele, welche man mit der Installation des Fernüberwachungssystems verfolgt, sind wie folgt:

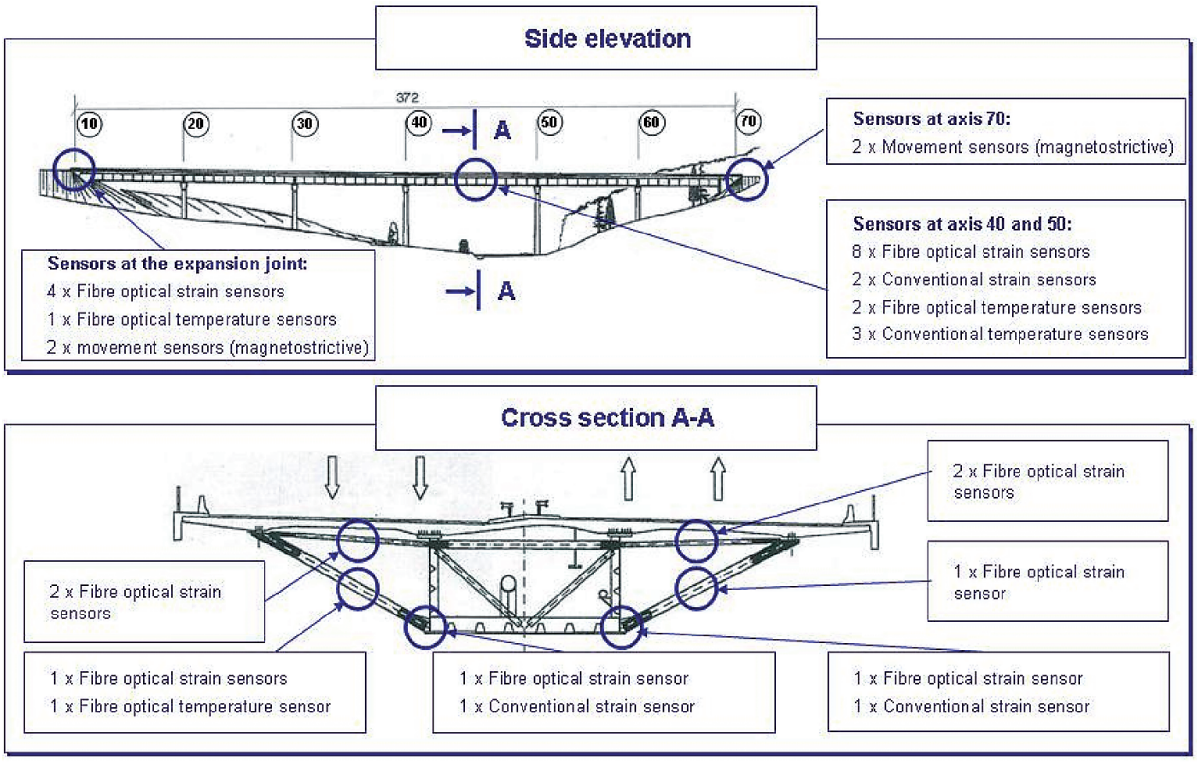
- Schwerlastverkehr über das Schwingungsverhalten der Brück zu ermitteln und zu kategorisieren,
- die durch die geänderte Eigenlast während der Sanierungsmass-

Description of the structure and of the remote monitoring system

The Steinbachtal Bridge is located in Thüringen, Germany and carries the Südharz Autobahn A38 from Göttingen to Halle. The autobahn A38 is still under construction, however the earth transports required for road building works have to pass over this bridge. Therefore, the Steinbachtal Bridge was built as an advance construction measure in 2000 even though the highway had not yet been built. The bridge spans the Steinbachriver, some agricultural roads and the highway L2020, which are located between the two localities Bodenrode and Steinbach. It is constructed in the form of a single-element superstructure. The length of the bridge is 372m, the spans between the five piers vary between 54m and 78m, and the maximum structure height is 35m. Due to its slim composite design the structure reacts sensitively to heavy load traffic, especially the abnormaly heavy soil transport during the construction period. Additionally, a structural overhaul of the bridge out in 2005, which will reduce the loads the self-weight-due of the bridge for a short period. A picture of the bridge is presented in ***figure 1.***



1 Die Steinbachtalbrücke auf der Südharzautobahn (A38) bei Bodenrode,Thüringen, Deutschland.
The Steinbachtal Bridge on the Südharz Autobahn (A38) near Bodenrode, Thüringen, Germany.



2

Sensoranordnung im Brükkenquerschnitt auf Achse 40-50 der Steinbachtalbrücke.
Arrangement of sensors in the bridge cross section at axis 40-50 at Steinbachtal Bridge.

nahmen ab September 2005 auftretenden Belastungen im Bauwerk zu ermitteln,
- Aufschluss über die durch die Temperatur tatsächlich verursachten Bewegungen der Brükke zu erhalten und mit theoretisch ermittelten Werten zu vergleichen.

Messprinzipien von Robo®Control

Die Temperatur wird in und am Bauwerk mittels konventionellen und faseroptischen Temperatursensoren gemessen, parallel hierzu werden die aus Temperaturschwankungen resultierenden Bauwerksbewegungen im westlichen und östlichen Brückenwiderlager jeweils bei den Brückenlagern gemessen. Das hierzu verwendete Messprinzip besteht aus magnetostriktiven Wegsensoren. Des Weiteren wird in Feldmitte zwischen Achse 40 und 50 (Feld in Brückenmitte) die Dehnung des Stahlhohlkastens auf Grund der Belastungen aus Verkehr und der Baumassnahme mittels faseroptischer und konventioneller Dehn-messstreifen festgehalten. Mit den gewonnenen Daten kann man Rückschlüsse auf die

Reasons and objectives behind the installation of the Robo®Control system

In order to monitor the construction site traffic and changes in the load due to construction works, loading conditions the Deutsche Einheit Fernstrassenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) decided to install the mageba remote monitoring system Robo®Control. The system measures 4 different parameters on the structure using different measuring principles. The following measurements are carried out:
- *temperature, using fibre optical and conventional sensors*
- *movement, by using magnetostrictive measuring technology*
- *strain, with fibre optical and conventional sensors*
- *vibration, using fibre optical sensors*

The arrangement of the sensors is shown in ***figure 2.***

The objectives to be achieved by the installation of the remote monitoring system were as follows:
- *to determine and categorise heavy traffic load on the basis of the vibration behaviour of the bridge,*
- *to determine the loads in the structure due to the changed permanent weight resulting from reconstruction measures starting from September 2005,*
- *to get information on movements in the bridge actually caused by temperature, and to compare the data with the theoretically calculated values.*

Measurement principles of Robo®Control

The temperature is measured using both conventional and fibre optical temperature sensors. At the same time, the movements of the structure, caused by thermal fluctuations, in the western and eastern bridge abutments is measured at the bridge bearings. For this, magnetostrictive movement sensors are used. Additionally, the strain in the steel box girder caused by traffic loads and construction works is recorded in the bridge bay between axis 40 and 50 (central span of the bridges) using both fibre optical and conventional strain sensors. On the basis of the acquired data, conclusions can be drawn on the loads actually caused by the structure's self-weight, and these can then be compared to theoretically calculated values.



3 Bilder zur Beweissicherung auf Grund der dynamischen Erkennung von LKW an der Fugenkonstruktion (Website)
Photos for securing evidence on the basis of the dynamic recognition of a truck on the joint structure (website)

durch die aus Eigenlasten tatsächlich bewirkten Belastungen im Bauwerk ziehen, und mit den theoretisch ermittelten Werten vergleichen.
Die Messungen ermöglichen zudem Rückschlüsse auf die tatsächlich vorgefundenen Bewegungen der Brücke und den Spannungen in kritischen Bauteilen wie dem Stahlhohlkasten zu treffen. Zusätzlich zu den oben angeführten Sensoren wurden zwischen Achse 40 und 50 jeweils 4 faseroptische Dehnmessstreifen zur Aufnahme von Schwingungen installiert. An verschiedenen Stellen werden die auftretenden Spannungen mit einer Abtastrate von 100Hz gemessen. Auf diese Weise kann man den Baustellenverkehr (Last und Geschwindigkeit) sowie das resultierende Bauwerksverhalten messen und auch langfristig die Reaktionen des Bauwerkes auf die einwirkenden Lasten überprüfen.

Durchgeführte Kalibrierungen
Um das durch den Schwerverkehr ausgelöste Bauteilverhalten zu ermitteln und um eine Kategorisierung des Verkehrs zu ermöglichen, wurde am 16. September 2005 ein Belastungsversuch mit 3 verschieden schweren LKWs (20, 40 und 50t) unter unterschiedlichen Geschwindigkeiten (5, 30, 60 km/h und maximale Geschwindigkeit) durchgeführt. Die dabei gewonnen Daten wurden von mageba in Hinsicht auf die Kategorisierung der Ereignisse bezüglich Geschwindigkeit und Gewicht (= Überfahrten von LKW schwerer als 20t) ausgewertet.

Zusätzlich durchgeführte Beweissicherung mittels Kamera
Es wurde ausserdem am Bauwerk noch eine Kamera installiert, um kritische Ereignisse, hervorgerufen durch, zum Beispiel das Überschreiten von Grenzlasten und Geschwindigkeiten, fotographisch zu dokumentieren. Eine solche fotographische Dokumentation, aufgenommen auf der Brücke und übermittelt per GPRS Modem, ist im **Bild 3**.
Die am Bauwerk gewonnenen Daten werden mittels GPRS-Modem kabellos an einen Internetserver übertragen und aufbereitet. Im Internetserver wird ausserdem geprüft, ob gewisse Ereignisse wie z. B. die Überschreitung einer kritischen Dehnung, Bewegung oder Temperatur eingetreten sind, bei denen der Kunde informiert werden soll (per SMS und Email).

The measurements enable one to make conclusions on the actual movements of the bridge, and the stresses in critical components as well as in the steel box girder. In addition to the above mentioned sensors, 4 fibre optical strain sensors were installed between axis 40 and 50 for measuring vibrations. The occurring stresses are measured with a frequency of 100Hz at various locations throughout the bridge cross section. In this way the site traffic (load and speed) and resulting structural behaviour can be measured and the long term reactions of the structure can be checked.

Calibrations performed
In order to determine the structural behaviour of the components caused by heavy traffic loads and also to facilitate categorisation of traffic, a loading and calibration test was carried out on the 16th September 2005. For the test, 3 trucks of different weight (20t, 40t and 50t), each crossing at different speeds, were used (5km/h, 30km/h, 60km/h and maximum speed). The data acquired during the test was evaluated by mageba in respect of categorization of events with regard to speed and weight (= movement of trucks heavier than 20t).

Deteilbeschreibung des Systems

Das Fernüberwachungssystem Robo®Control ist kostengünstig und in der Basisversion können Brükken schon ab € 20'000¤ überwacht werden. Etwas komplizierte Bauwerke sind ab ca. € 50'000¤ mit Fernüberwachungssystemen ausrüstbar. Eine komplettüberwachung mit Schwingungsmessung und Alarmierung kostet ungefähr € 100'000.

Systembeschreibung der standard Robo®Control Box vom Typ I

Am Bauwerk ist eine Robo®Control Boxen vom Typ I (RC - Box Typ I) im Widerlager auf der Achse 10 installiert. Mittels dieser Box werden Daten bezüglich Bauwerkstemperatur (3x) und Bewegung (4x) gesammelt und im 15 Minutenintervall gespeichert. Die Übermittlung findet per SMS statt. Es wird permanent geprüft, ob die Sensoren noch intakt sind (nur Temperatur) und ggf. ird ein Alarm übermittelt. Eine besondere Vorauswertung findet nicht statt.
Die ermittelten Messwerte werden 4 x pro Tag übertragen. Alarmwerte, sowie Kurzzeitmessungen, d.h. Messungen im Sekundentakt, müssen jeweils mindestens einen Tag vor der Messung angefordert werden, da diese um Mitternacht übertragen werden. Die Anzahl der SMS Meldungen ist abhängig von der Anzahl der angeschlossenen Sensoren und von der zu übermittelnden Datenmenge. Langfristig veränderliche Daten wie Bewegung und Temperatur werden von der RCI Box im 15-Minuten.
Intervall automatisch gemessen und gespeichert. Sie können via Webapplikation angesehen und bei bedarf als MS-Excel kompatibele CSV Datei heruntergeladen werden.

Systembeschreibung der erweiterten Robo®Control Box vom Typ II

Im Widerlager auf Achse 10 befindet sich ausserdem die Robo® Control Box vom Typ II (RC II Box siehe **Bild 4**) zur Dehnmessung und für dynamische Messung. Im Normal-

Additional preservation of evidence by means of a camera

Additionally, a camera was installed on the structure in order to photographically document critical events, which were caused e.g. by trucks exceeding load and/or speed limits. One of these photographic documentations that was recorded on the bridge and transmitted via a GPRS modem is presented in ***figure 3****.*
The data recorded on the construction site is transferred via a wireless GPRS modem to an Internet server and processed. It is then also checked whether certain events, such as exceeding a critical strain, movement or temperature, have occurred, so that these may be communicated to the customer (via SMS and email).

Detailed description of the System

A strict and well-established quality control system ensures that the systems are checked and will run for a long period of time without failure [1]. The remote monitoring system Robo®Control is relatively inexpensive. In its basic version, bridges can be monitored starting from around € 20'000¤ [2] including components and installation, but the price can go up to € 100'000¤ and more for a dynamic monitoring system where the complete bridge is monitored in various sections.

System description of the standard Robo®Control Box of type I

A Robo®Control Box of Type I (RC - Box Type I) has been installed in the abutment on axis 10. The sensors connected to this box measure information on structure temperature (3x) and movement (4x) and the data is collected and saved at intervals of 15 minutes in the box. The data is transmitted via SMS from the box at the bridge. It is continuously checked whether the sensors are still sound (only temperature), and if necessary, an alarm is transmitted. A preliminary data evaluation is not performed.
Data is transferred 4 times a day. Alarm values as well as short term measurements, i.e. measurements at a one second interval, have to be requested at least one day prior to measurement as the requests for these measurements are transmitted only once, at midnight, in order to save energy. The number of SMS depends on the number of connected sensors and on the data amount to be transmitted. On a longterm basis, data such as movement and temperature is automatically measured, saved and transferred by the RCI Box at 15-minutes intervals. The data can be viewed via a web application and downloaded as an MS Excel-compatible CSV file, if required.



4

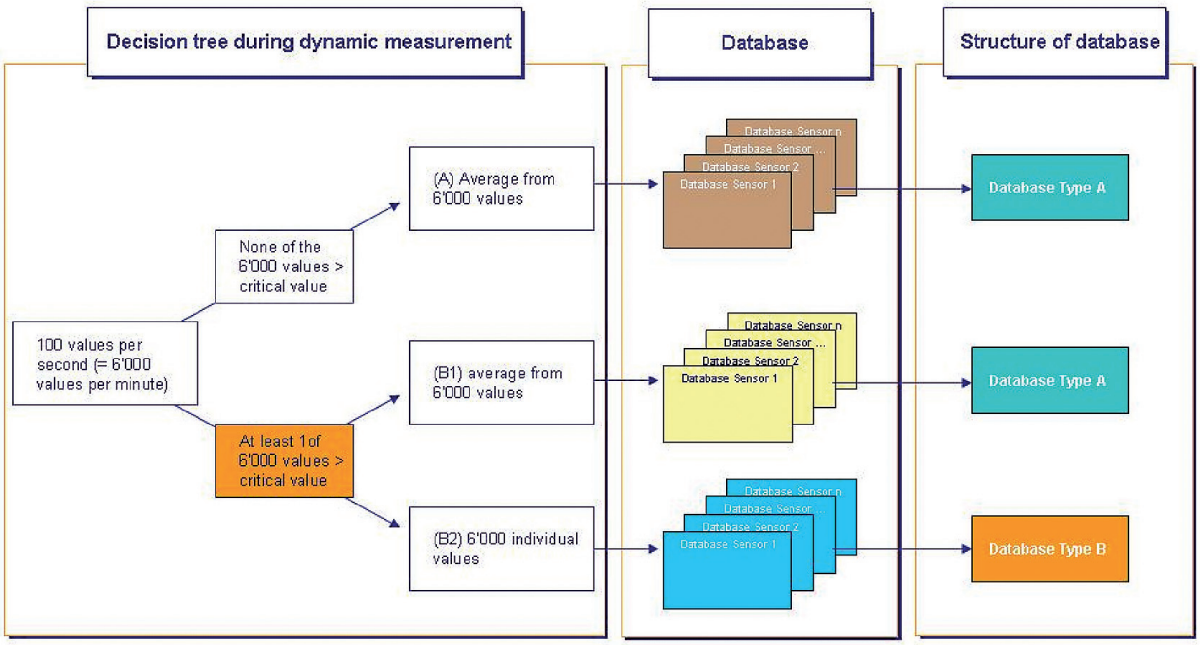
Die Messdateneinheit, die sogenannte Robo®Control Box vom Typ I (klein, silberfarben) für konventionelle Messungen und vom Typ II mit integriertem Laserinterrogator (gross, weiss).
The measuring data unit, the so called Robo®Control Box of Type I for conventional measuring (RC-Box I: small, silver coloured) and of Type II with an integrated laser interrogator for dynamic measurements (RC Box II: larger, white).

fall werden die Daten dort durch Mittelwertbildung, sowie der Feststellung von Minimal- und Maximalwerten, von 6000 Werten pro Minute auf 3 Werte pro Minute reduziert. Alle anderen Messdaten werden nicht gespeichert und gehen somit verloren. Sollten gewisse Sonderfälle auftreten, d.h. Überschreitung eines Schwellenwertes der Dehnung, werden die dynamischen Ereignisse für eine bestimmte Dauer gespeichert und per GPRS-Modem an einen Internetserver übermittelt.
Die dynamischen Daten werden in der RC II Box vorausgewertet und zwischengespeichert. Zudem werden die Messdaten der faseroptischen Sensoren, die als Wellenlänge des Lichtes übermittelt werden, vor Ort kalibriert und in temperaturkompensierte Dehnung, bzw. in Temperatur umgerechnet. Wenn der Zwischenspeicher eine kritische Schwelle erreicht hat (75% des Speichers ist voll), werden die Daten übermittelt (sowohl die reduzierten Ganglinien der Dehnungen als auch die dynamischen Pakete bestehend aus jeweils 6'000 Werten pro Minute pro Sensor).
Dies kann mehrmals täglich geschehen. Ein Anruf an die RC II Box, sowie von der RC II Box kann beliebig erfolgen. Neben dem Einstellen von Kalibrierungswerten, bietet die Box auch die Möglichkeit eines Firmware Updates, um so bei nachträglich notwendigen Anpassungen die Möglichkeit zu haben, dies bequem vom Büro aus zu erledigen.

Systembeschreibung - Software
Kritisch für die übersichtliche Darstellung der Messergebnisse ist ein gut durchdachtes und auf das Messproblem abgestimmtes Software Konzept. Es war wichtig, dass die Daten, welche miteinander verknüpft sind, z.B. Temperatur und Bewegung oder Dehnung und LKW-Überfahrten, jeweils zusammen dargestellt werden können. Dies wurde mittels einer gut strukturierten Datenbank erreicht **Bild 5.**

Baustellenkalibrierung
Die Kategorisierung der Lastkraftwagenüberfahrten erfolgt anhand zweier Faktoren. Für das Gewicht der Lastkraftwagen ist die maximal erreichte Dehnung gegenüber dem Grundwert der Dehnung des betreffenden Sensors massgebend. Der Grundwert wird immer als Durchschnitt aller Messdaten eines Sensors während einer Minute neu berechnet.

System description of the advanced Robo®Control Box of Type II
In the abutment of the bridge at axis 10 the Robo®Control Box of Type II (RC II Box see ***figure 4*** *is installed to measure strain and to conduct dynamic measuring. Normally, the dynamic data is reduced from 6'000 values per minute to 3 values per minute by means of averaging and determination of minimum and maximum values. The remaining measuring data is not saved. However, should certain special events occur, e.g. exceeding of a threshold value of strain, the dynamic events are saved for a certain time and transmitted via a GPRS modem to an Internet server. The dynamic data is analysed in advance and buffered in the RC II Box. Additionally, the measurement data of fibre optical sensors, that is transmitted via light waves, is calibrated on the spot and converted into temperature-compensated strain or temperature readings. If the buffer has reached a critical threshold (75% of the memory capacity) the data is transmitted. This applies for various types of readings, the reduced time variation curves of strain as well as the dynamic readings consisting of 6'000 values per minute per sensor.*



5
Konfiguration und Einteilung der Datenbank erlaubt eine übersichtliche Darstellung der Daten
Configuration and arrangement of the database enables a clear presentation of data

Für die Geschwindigkeit der Fahrzeuge ist die Zeitspanne zwischen dem Zeitpunkt, an dem die kritische Dehnung zum ersten Mal erreicht wird, bis zu dem Zeitpunkt, an dem der Grundwert sich wieder einstellt relevant. Jedes Bauteil liefert typische Werte, die kategorisiert werden müssen. Es ist sinnvoll, hierzu die Bauteile in Gruppen einzuteilen, die unter Belastung ähnlich reagieren. Dies ist zum Beispiel bei symmetrischen Bauteilen möglich.

Analyse und Auswertung der Daten

Auf Grund dieser Einteilung erhält man 4 verschiedene Sensorkategorien an der Steinbachtalbrücke. Da im Augenblick nur die Brückennordseite befahrbar ist, konnte auch nur für die Nordseite eine Kalibrierung durchgeführt werden. Während des Belastungsversuchs reagierten die Sensoren auf der Nordseite am stärksten auf Belastung, während manche Überfahrten von den Sensoren auf der Südseite kaum erfasst wurden.

Automatisierte Erkennung und Differenzierung der dynamischen Ereignisse

Da der Verkehr aus 2, 4 oder 5-achsigen Fahrzeugen bestehen kann und am empfindlichen Bauteil, der Fuge, diese einzeln aufgelöst werden (im Gegensatz zur Brü-

This can happen several times a day and therefore contact to the RC II Box can be established at any time. This is in contrast to the RC I Box, where contact is only possible once a day. In addition to adjusting the calibration data, the box also offers the possibility of firmware updates enabling one to make any necessary adjustments comfortably from the office.

System description-software

Critical for a clear presentation of measuring results is a well-designed software concept that is fine-tuned to the requirement. For the Steinbachtal Bridge project, it was important to be able to present connected data together, e.g. temperature and movement, or strain and details of a truck crossing the expansion joint. This was achieved by means of a well-structured database ***figure 5.***

On-site calibration

Truck crossings are categorised on the basis of two factors. For the weight of trucks the maximum strain achieved in relation to the basic value of strain of the relevant sensor is considered decisive. The basic strain value is always recalculated as an average of all measured values of a sensor over a duration.

For the of vehicles the relevant time span is considered to commence when a critical strain occurs, and end when the base value is re-established. Every component delivers typical values that have to be categorised. Therefore, the individual bridge components were divided into groups on the basis of their reaction to load.

Analysis and evaluation of the data

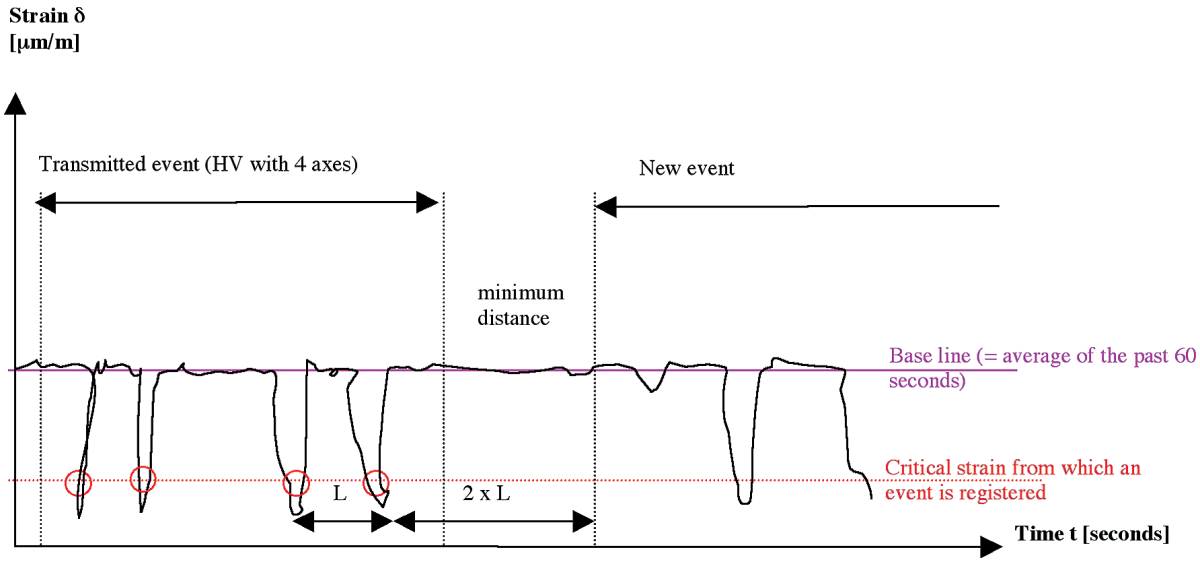
On the basis of this classification, the sensors on the Steinbachtal Bridge can be divided into four different sensor categories.

Automatic recognition and differentiating of dynamic events

As traffic can include vehicles with either 2, 4 or 5 axles, which are separately resolved at the sensitive component, i.e. the expansion joint (in contrast to the main bridge structure), they have to be filtered and correctly recognised in order to enable another categorisation on the basis of speed.

This is done as follows:

- *The minimum distance between two vehicles is always assumed to be 20m,*
- *In this case, the vehicles are not driving faster than 50 km/h,*
- *The minimum number of measuring points between events is therefore at least 144, which is equal to 1.44 seconds.*
- *The maximum distance between the axis of the individual lorries*



6

Prinzip der dynamischen Erkennung von LKW an der Fugenkonstruktion (theoretisches Model).
Principle of dynamic recognition of a truck on the expansion joint (theoretical model).

cke), müssen diese herausgefiltert und richtig erkannt werden, um noch eine Kategorisierung nach Geschwindigkeit zu ermöglichen. Dies geschieht wie folgt:

- Der Mindestabstand zwischen den Fahrzeugen beträgt immer 20m (Annahme)
- In diesem Fall fahren die Fahrzeuge nicht schneller als 50 km/h (Annahme)
- Die Mindestanzahl der Messpunkte zwischen zwei Ereignissen beträgt daher mindestens 144 Messpunkte (1.44 Sekunden).
- Der maximale Abstand zwischen den Achsen beträgt 5m, bei langsamer Fahrt (5km/h) ergeben sich somit 362 Messpunkte, bei schneller Fahrt (>60km/h) ergeben sich weniger als 30 Messpunkte.
- Die Übermittlung wird abgebrochen, wenn 4 Tiefpunkte bzw. 4 Spitzen gemessen wurden und innerhalb des zweifachen Abstandes, der normalerweise zwischen der 3. und 4. Achse liegt, – gemessen nach der 4. Achse – noch keine 5. Achse (= fünfter Tief- bzw. Hochpunkt) gemessen wird. Dies ist nochmals in **Bild 6** graphisch dargestellt.
- Des Weiteren wird die Ereignisfeststellung gestoppt, wenn die Anzahl der Spitzen bzw. Tiefpunkte = 5 ist. Wenn 5 Spitzen, bzw. Tiefpunkte gezählt werden, handelt es sich um ein 5-achsiges Fahrzeug.
- Wenn es sich um 4 Spitzen bzw. Tiefpunkte handelt, ist die Lastverteilung von Spitze 1 zu Spitze 2 bzw. von Spitze 3 zu Spitze 4 zu überprüfen. Ist diese jeweils 40% (+/-5%) zu 60% (diese Bedingung muss für alle 2 Fahrzeuge gleichzeitig erfüllt sein), handelt es sich um zwei 2-achsige Fahrzeuge.
- Sollten innerhalb des betrachteten Zeitraumes nur 3 Spitzen bzw. Tiefpunkte gemessen werden, so ist dieses Ereignis wie ein 4-achsiges Fahrzeug zu behandeln. Das bedeutet es ist die Belastung für die 1. bis 3. Achse für die Kategorisierung anzusetzen. Dies kann unter Umständen geschehen, wenn eine LKW-Achse «hochgefahren» ist und nicht mit dem Untergrund in Berührung kommt.
- Die Achsen werden durch das Programm nicht noch einmal separat kategorisiert.

Das Resultat dieser Einteilung und Filterung ist in **Bild 6** graphisch zusammengefasst.
In **Bild 7** werden die auf der Baustelle ermittelten Ergebnisse der Dehnungsmessung in der Fuge als auch der damit verbundenen LKW-Überfahrten angezeigt. Mit Robo®Control lässt sich somit über das Bauwerksverhalten eine gleichzeitige Beweissicherungsmassnahme **(Photos, siehe auch Bild 3)** verknüpfen.

Schlussfolgerungen

In den letzten Jahren ist zunehmend ein Markt für kostengünstige Fernüberwachungssysteme entstanden, mit denen das Bauwerksverhalten auch von kleineren Brücken zuverlässig überwacht werden kann. Das von mageba entwickelte System Robo®Control vom Typ I (RC I Box) erfüllt diesen Anspruch. Es ist geeignet, Auflagerdrücke, Brückenbewegung und Temperatur, Schwingungen sowie andere Parameter zu erfassen und auf einen zentralen Datenserver zu übertragen und vorauszuwerten.
Auf diese Art ist es dem Ingenieur bequem und jederzeit möglich, von jedem beliebigen Ort ein Bild über das Verhalten des Bauwerkes zu gewinnen und gegebenenfalls weitere Massnahmen einzuleiten. Für besonders kritische Parameter können zudem noch Alarmwerte gesetzt werden bei deren über- bzw. Unterschreitung die Verantwortlichen direkt informiert werden. Dadurch ist sichergestellt, dass die Bauwerkssicherheit jederzeit gewährleistet ist.
Neben den klassischen oben angeführten Bauwerksparametern, können am System Robo®Control vom Typ II (RC II Box) weitere Erfassungsgeräte an das System angeschlossen werden und Ereignisse aufnehmen,

is 5m, at a slow speed (5km/h) this is equivalent to 362 measuring points and at a high speed (>60km/h) this is equivalent to less than 30 measuring points.

- *The transmission is cancelled if 4 low points or 4 peaks are measured and if within double the distance that would normally be found between the 3rd and 4th axis, measured on the basis of the 4th axis, no 5th axis (= fifth low or peak point) is measured. This is presented graphically in* ***figure 6***
- *Additionally, the recording of events is stopped when the number of peaks or low points equals 5. After counting 5 peak or low points, it is a 5-axle vehicle.*
- *If there are 4 peaks or low points, the load distribution from peak 1 to peak 2 or from peak 3 to peak 4 should be checked. If it is 40% (+/-5%) to 60% (this condition shall be fulfilled for all 2 vehicles at the same time), there are two 2-axle vehicles.*
- *If only 3 peaks or low points are measured within the monitored time period, the event should be as a 4-axis vehicle. It means that the load for the 1st to 3rd axle should be considered determined for categorisation. This may possibly happen when a truck axis is lifted and does not touch the ground.*
- *The axles are not categorised again separately by the program.*

die nicht unmittelbar mit dem Bauwerksverhalten zu tun haben. So kann zum Beispiel eine Kamera zur Beweissicherung der Ereignisse auf einem Bauwerk benutzt werden, wenn gewisse Trigger-Werte wie Dehnung oder Schwingung überschritten werden.

mageba bietet somit die Möglichkeit zum einen preiswertes Brükkenmonitoring mit dem Typ I und zum anderen High-End Bauwerksüberwachung mit Schwingungsanalyse und Beweissicherung durch das System vom Typ II zu betreiben und somit Aufschlüsse über das Tragwerksverhalten, die Bauwerkssicherheit oder andere relevante Parameter zu erhalten.

*The result for this classification and filtering is graphically summarised in **figure 6***
*In **figure 7** the results of strain measurements carried out on the expansion joint are shown. This, together with the related truck crossings, is presented in the secure Internet page. With Robo®Control the structural behaviour can be used for preserving evidence **(photos, see also figure 3).***

Conclusions

Over recent years a market has progressively developed for cost-effective remote supervision systems which can to monitor the structural behaviour of smaller bridges as well as large objects. The system Robo®Control of Type I (RC I Box) developed by mageba meets this requerement. It is suitable for recording bearing forces and bridge movements as well as temperature, vibration and other parameters, and for transferring them to a central data server for post-processing.

This way, the engineer can comfortably, at any time and from any place have an overview of the behaviour of the structure and take appropriate action, if required. Additionally, for especially critical parameters, alarm values can be set such that, the responsible persons are informed immediately when the alarm value are exceeded This ensures that structural safety can be guaranteed at all times.
In addition to the classical structural parameters presented above, additional devices can be connected with the system Robo®Control of Type II (RC II Box) enabling one to record events that are not necessarily related to structural behaviour. In this way, for example a camera can be used for preserving evidence on a structure when certain trigger values such as expansion or vibration are exceeded.
Mageba offers cost-effective bridge monitoring with the RC Box Type I, and additional high-end structural monitoring with vibration analysis and preserving evidence through the system of Type II, and thereby information on the load-carrying structural behaviour, structural safety or other relevant parameters.

Autoren / Authors

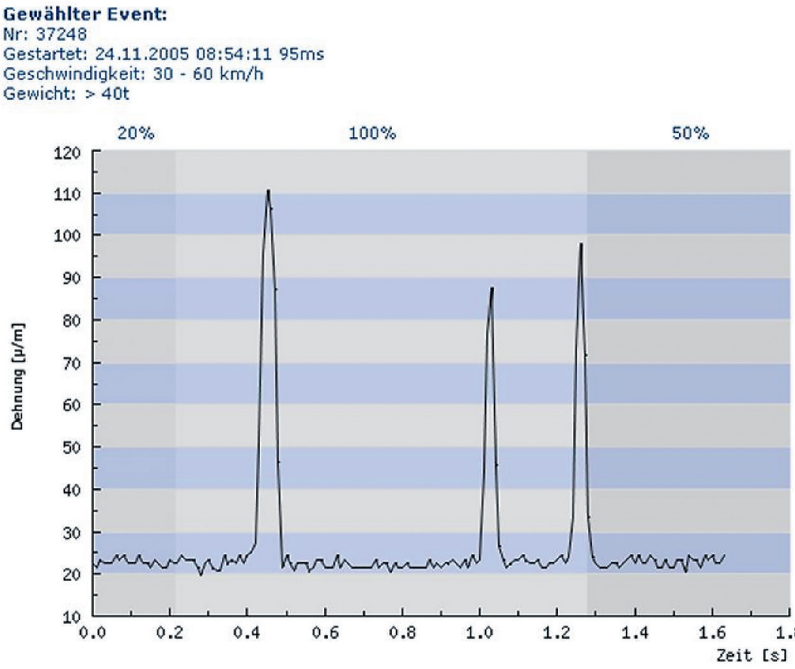
Thomas Spuler
mageba sa
Solistrasse 68,
CH-8180 Bülach
tspuler@mageba.ch

Gianni Moor
mageba sa
Solistrasse 68
CH-8180 Bülach
gmoor@mageba.ch

Michael Siegwart
mageba sa
Solistrasse 68
CH-8180 Bülach
msiegwart@mageba.ch

Referenzen / References

[1] Spuler Thomas, «New EC-Quality Assurance Standards applied at bearings for the Great Belt Bridge», 3rd World Congress on Joints&Bearings, Toronto, 1991.
[2] Spuler Thomas., Moor Gianni, Siegwart Michael, «Affordable remote monitoring system for bridge structures», International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE, Copenhagen, 2006.



7 Dynamische Erkennung von LKW an der Fugenkonstruktion (tatsächlich erkanntes Ereignis - Website Darstellung)
Dynamic recognition of a truck on the expansion joint (actual recognised event - website display)

50-jährige Strassenüberführung: Erhaltung oder Ersatz?
A 50-year-old Overpass: Renovation or Replacement?

Martin Diggelmann



1 Brücke nach Abschluss der Arbeiten
Bridge after work was concluded

Einleitung

In der Schweiz wurden Mitte des letzten Jahrhunderts eine Vielzahl von Brücken in Stahlbeton auf der Grundlage der bekannten Brückenbau-Pioniere erstellt. Diese Bauwerke sind in der Regel keine herausragenden Meisterleistungen, haben aber insgesamt eine grosse volkswirtschaftliche Bedeutung.

Nach über 50 Betriebsjahren befinden sich noch viele dieser Brükken im Originalzustand. Mängel wie z.B. eine fehlende Abdichtung der Fahrbahnplatte, welche für die damalige Zeit typisch sind, wirken sich auf die Schadenentwicklung ungünstig aus. Im Jahr 2000 nahmen zudem die Nutzungsanforderungen sprunghaft zu, als schweizweit das zulässige Gesamtgewicht für Lastwagen von 28 auf 40 to erhöht wurde.

Dies veranlasst die Werkseigentümer, ihre Bauwerke zu überprüfen und abklären zu lassen, ob Erhaltungsmassnahmen zur Gewährleistung der Nutzungsanforderungen für eine verbleibende Restlebensdauer von 30-50 Jahren zweckmässig sind, oder ob ein Ersatz vorzuziehen ist. Das Vorgehen wird nachfolgend am Beispiel einer im Jahr 2005 erneuerten Strassenüberführung über eine Bahnlinie aufgezeigt.

Projektbeschrieb

Die Strassenüberführung Steinweg in Lyss wurde 1956 in Stahlbeton erstellt. Die dreifeldrige Brücke dient als Zufahrt zu einem Industriegebiet und überquert in einem schiefen Winkel vier Bahngeleise einer elektrifizierten Hauptstrecke der schweizerischen Bundesbahnen SBB **(Bild 1).**

Der Querschnitt des gevouteten Überbaus besteht aus einer Hohlkörperplatte mit insgesamt 119 nicht einsehbaren Hohlräumen. Der einseitig verlaufende Gehweg wurde als Kragkonsole ausgebildet. Der Überbau über drei Felder ist im einen Widerlager fest und auf dem gegenüber liegenden Widerlager auf Rollenlager verschieblich gelagert. Auf den beiden Stützscheiben ruht der Überbau auf Linienkipplagern **(Bild 2a).**

Projektdaten

Objekt
Strassenüberführung Steinweg, Lyss
(SBB-Linie Bern - Biel)
Bauherrschaften
Schweizerische Bundesbahnen SBB
Gemeinde Lyss
Projektingenieur / Bauleitung
Diggelmann + Partner AG, Bern
www.dig-ing.ch
Untersuchung und Projektierung
2002-04
Bauausführung
Marti AG Bern
Realisierung 2005
Kenndaten
- Hohlkastenbrücke in Stahlbeton über 3 Felder
- Gesamtlänge 56.20 m, Breite 9.30 m
- Baujahr 1956
- Erhaltungsmassnahmen 2005
- Verstärkung für 40 to (gemäss Norm SIA 261)
- Kosten für Erhaltung 1.5 mio CHF
- Bauzeit 4 Monate

Überprüfung und Konzeptvarianten

Zustand und Tragfähigkeit des Bauwerks wurden 2002 im Hinblick auf höhere Verkehrslasten untersucht. Der nicht abgedichtete Überbau wies wassergefüllte Hohlkammern auf, zeigte jedoch nur lokale Korrosionsschäden vor allem bei undichten Fugen der Gehwegkonsole. Die Tragfähigkeit genügte den heutigen Normlasten bezüglich Biegung und Schub erwartungsgemäss nicht. Im Weiteren war die filigrane Brüstung aus Beton als Absturzsicherung völlig unzureichend und die Stützscheiben hätten einem Zugsanprall nicht widerstehen können. Die lichte Höhe über den Bahngeleisen erfüllte die heutigen Neubauvorschriften nicht.

Aufgrund der Bauwerksüberprüfung wurden folgende Konzeptvarianten untersucht:

- Erhaltung (Instandsetzung und Verstärkung)
- Erhaltung plus Anheben des Überbaus
- Abbruch und Ersatz durch Neubau

Introduction

In the middle of the last century, a large number of reinforced concrete bridges were constructed in Switzerland based on the principles of several well-known bridge construction pioneers. Most of these structures cannot be considered outstanding achievements, but as a whole they continue to be of great economic importance.

After more than 50 years of use, many of these bridges are still in their original condition. Flaws that are typical of bridges of this era, such as missing deck slab seals, increase the likelihood of serious damage to the structures. In addition, the demands made on the bridges increased considerably in 2000, when the permissible weight for trucks was raised from 28 to 40 tons throughout Switzerland.

As a result, bridge owners are now examining the structures to determine whether renovation can be undertaken to guarantee their safety for a remaining 30 to 50 years, or whether they need replacing. This decision-making process is examined more closely here using the example of a railway overpass that was renovated in 2005.

Project description

The Steinweg overpass in Lyss was built of reinforced concrete in 1956. The three-section bridge serves as an access road to an industrial area and crosses four tracks of an electrified main line of the Swiss Federal Railways (SBB) ***figure 1*** *at an oblique angle.*

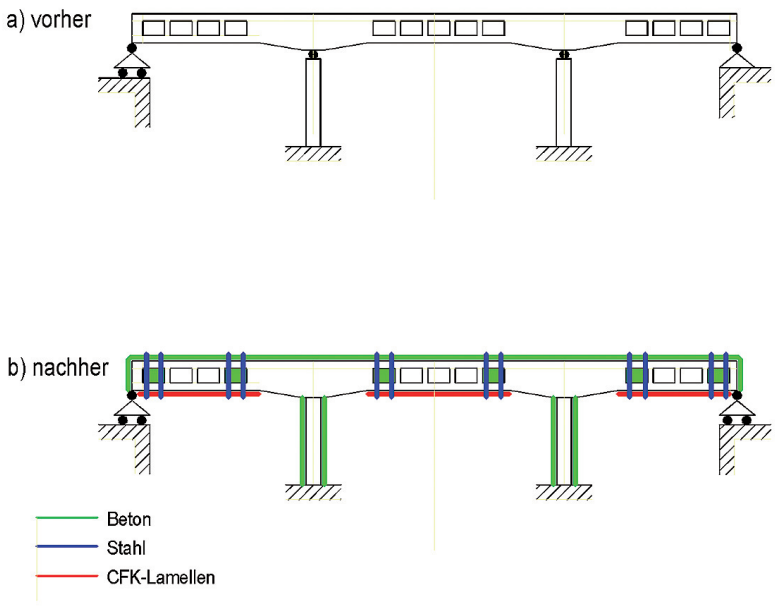
The cross-section of the vaulted superstructure consists of a hollow body slab with 119 inaccessible cavities. The bridge's single sidewalk is designed as a cantilever. The superstructure with its 3 sections is fixed at one abutment and mounted on roller bearings on the opposite side. On the two supporting walls the superstructure rests on line tilting bearings ***figure 2a.***

Examination and proposals

The overall condition and the load-bearing capacity of the bridge were examined in 2002 with the increased weight of today's trucks in mind. The unsealed superstructure exhibited water-filled cavi-

Project data

Structure
Steinweg overpass, Lyss
(SBB line Berne – Biel)
Owners
Swiss Federal Railways SBB
Municipality of Lyss
Design engineer / construction supervision
Diggelmann + Partner AG, Berne
www.dig-ing.ch
Investigation and design engineering
2002-04
Main contractor
Marti AG, Berne
Implementation 2005
Characteristic data
- Hollow box bridge in reinforced concrete over 3 sections
- Overall length 56.20 m, width 9.30 m
- Year of construction: 1956
- Preservation measures: 2005
- Reinforcement to handle 40 tons (in accordance with standard SIA 261)
- Cost of preservation: CHF 1.5m
- Construction period: 4 months



2 statisches Konzept vorher-nachher
Statics plan before-after



3 Brückenuntersicht mit CFK-Lamellen und geerdeten Fussplatten der Schubverstärkung
Bridge underside with FRP lamellas and electrically-grounded base plates reinforcing the resistance to shearing

Weil die Bauherrschaft die vorhandene lichte Höhe akzeptieren konnte, erwies sich die Erhaltung der Brücke als wirtschaftlichste Lösung. Dazu tragen die zweckmässigen Massnahmen, welche jeweils mehrere Anforderungen wie Tragfähigkeit, Anprallsicherheit und Dauerhaftigkeit gleichzeitig erfüllen, wesentlich bei. Sowohl ein Ersatzbau als auch das Anheben der bestehenden Brücke wurde rund doppelt so teuer veranschlagt und hätte eine längerfristige Sperrung der Strasse bedeutet.

Umbau des Tragwerks und Erhöhung der Tragfähigkeit

Mit der Einspannung der verstärkten Stützscheiben im Überbau resultiert ein steifer, schiefwinkliger Rahmen mit hohem Widerstand gegen Anprallkräfte. Die beiden Randfelder werden zwängungsfrei auf den Widerlagern aufgelegt **(Bild 2b).** Die ursprünglich auskragende Gehwegkonsole wird Bestandteil der längs tragenden Fahrbahnplatte mit Abstützung auf den verlängerten Stützenscheiben bzw. Endquerträgern. Die Erhöhung der Biegetragfähigkeit erfolgt durch aufgeklebte Kohlenstoffaser-Lamellen (CFK) [1] an der Brückenuntersicht und einem 12 cm starken, bewehrten und verdübelten Überbeton. Die Schubtragfähigkeit wird mit massiven Gewindestangen erhöht, deren untere Fussplatte gleichzeitig Endverankerung und Erdung der CFK-Lamellen sicherstellt **(Bilder 3, 5).**

Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit und der Betriebssicherheit

Der neue Überbeton deckt mit den beidseitigen Konsolköpfen die Fahrbahnplatte vollflächig ab. Alle verbleibenden Sichtbetonflächen sind dadurch von der Witterung geschützt, weshalb sich die Instandsetzung auf lokale Schadstellen bei undichten Gehwegfugen beschränkt und auf ein vollflächiges Oberflächenschutzsystems verzichtet werden kann. Durch die statisch bedingte Vorbetonierung erübrigt sich eine Instandsetzung der oberflächlich schadhaften und stark karbonatisierten Stützscheiben.
Die Fahrbahnplatte wird vollflächig abgedichtet sowie mit einem Walzasphalt und dichten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen versehen.

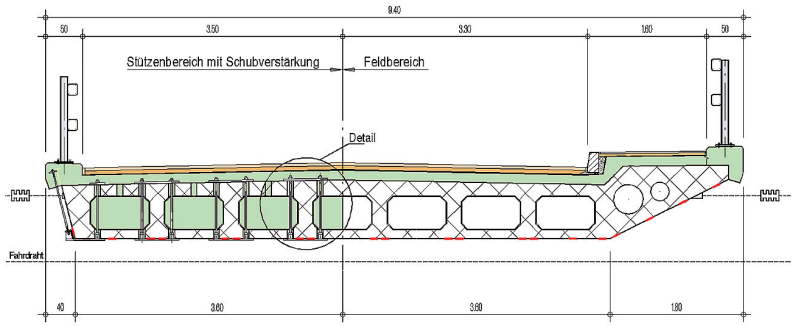
ties, but corrosion damage was localized rather than extensive, showing up particularly in the leaky joints of the sidewalk cantilever. As expected, the load-bearing capacity did not fulfill today's standards regarding bending and shearing stress. Furthermore, the filigree concrete parapet was completely insufficient as a safety barrier, and the supporting walls could not have resisted the impact of a train crash. In addition, the headroom over the tracks did not meet today's requirements for new structures.
Following a careful study of the bridge, the following possibilities were proposed:

- *Preservation (repair and reinforcement)*
- *Preservation plus raising the superstructure*
- *Demolition and replacement by a new structure*

Because the owner was happy with the existing headroom, the most efficient solution proved to be simply renovating of the bridge. The process of renovation was designed to include prolonging the structure's durability, increasing its load-bearing capacity and improving impact resistance. Either of the other two proposals – replacing the bridge or raising the existing one – would have been twice as costly and have required blocking off the road for a much longer period.

Modifying the structure and increasing its load-bearing capacity

*Firmly fixing the reinforced supporting walls to the superstructure results in a more rigid, oblique - angled framework with greater resistance to impact forces. The two end sections rest without constraint on the abutments **(figure 2b).** The originally cantilevering sidewalk becomes a component of the longitudinal bearing carriageway slab, resting on both the extended support walls and the end crossbeams.*



4
Verstärkter Brükkenquerschnitt
Reinforced cross section

Auf den neuen Konsolköpfen wird eine normkonforme Absturzsicherung für Lastwagen verankert, welche zudem mit Stahlblechen als Berührungsschutz gegenüber der Bahn-Fahrleitung ausgefacht ist **(Bild 4).**

Spezielle Probleme

Bei der Erhaltung von Brücken stehen die engen Vorgaben bezüglich Sperrung der Verkehrswege und Gewährleistung der Verkehrssicherheit im Vordergrund. Auch beim beschriebenen Beispiel konnten die Hauptgleise nur nachts für wenige Stunden total gesperrt werden. Dies bedingt den Einsatz eines Bauzuges mit aufgebautem Gerüst, welcher in kurzer Zeit an den Einsatzort gebracht werden kann **(Bild 6).**

*Resistance to bending is increased by fastening carbon fiber lamellas (FRP) [1] to the underside of the bridge, covered by a 12-cm-strong, reinforced and doweled concrete slab. Resistance to shearing is increased using solid threaded rods. Their lower base plate provides both the anchorage and the electrical grounding of the FRP lamellas **(figures 3, 5).***

Measures to guarantee durability and operational reliability

An additional concrete slab with console heads covers the whole deck surface, which serves to protect all the remaining exposed concrete areas from the weather. Thanks to this slab, repair work is limited to local flaws in the leaky sidewalk joints and is accomplished without the need for a full-scale surface protection system. Static considerations made it ne cessary to pour an additional concrete layer around the supporting walls. This has the advantage of making repairs to the superficially defective and strongly carbonated walls unnecessary.

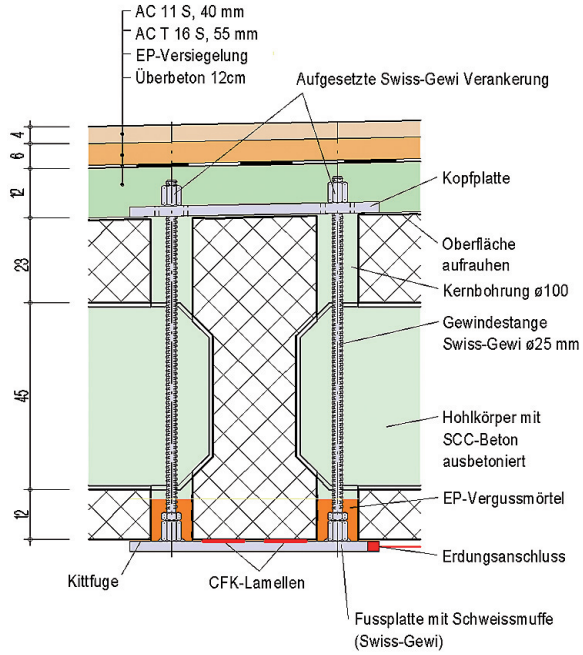
The surface of the carriageway is fully sealed and provided with mastic asphalt and waterproof joints of polymer bitumen.

*A safety barrier conforming to today's standards for trucks is anchored to the new console heads, and is also braced with steel sheets as contact protection against the railway power lines **(figure 4).***

Special problems

*While preservation work on a bridge is progressing, close attention must be paid to the need for minimum traffic interruptions and strict safety guarantees. In this particular case, the main thoroughfare could only be fully closed for a few hours each night. The problem was solved by constructing the necessary scaffolding on a rail composition, which could be brought to and removed from the building site quickly and efficiently **(figure 6).***

Work on a railway overpass requires that all possible electrical conductors remain grounded at all times, including the FRP lamelles. More extensive protection against large-scale fires is unnecessary, as long as any collapse on the part of the structure can be excluded if the lamellas were to fail.



5
Detail Schubverstärkung
Detail of shearing force reinforcement



6 Eingerüstete Brücke mit Bauzug
Bridge scaffolding on a rail composition

Im Bahnbereich müssen alle elektrisch leitenden Teile laufend geerdet werden, dazu gehören auch die CFK-Lamellen. Hingegen erübrigen sich weitergehende Brandschutzmassnahmen, sofern bei einem allfälligen Ausfall der Lamellen ein Einsturz ausgeschlossen bleibt.

Zusammenfassung

Mit einem ausgewogenem Konzept von Verstärkungs- und Instandsetzungsmassnahmen können auch ältere Brücken auf wirtschaftliche Weise erhalten werden, um den gestiegenen Nutzungs- und Sicherheitsanforderungen für weitere Jahrzehnte zu genügen. Dies erfordert allerdings für jedes Bauwerk ein massgeschneidertes Erhaltungskonzept basierend auf einer gründlichen Analyse. Am Beispiel einer Bahnüberführung in Lyss werden mögliche Massnahmen dazu aufgezeigt.

Summary

With a balanced plan for reinforcement and repair, older bridges too can be preserved in a cost-effective way. Brought up to current traffic-bearing and safety standards, they are guaranteed several more decades of useful life. However, this can only be achieved by tailoring each plan to each preservation project, based on a thorough analysis of each part of the structure.
The example of the Lyss overpass serves to indicate how such an analysis can be performed and the necessary measures carried out.

Autor / Author

Martin Diggelmann
dipl. Civil Engineer ETH
Diggelmann + partner AG
Spitalackerstr. 20a
CH-3013 Berne
m.diggelmann@dig-ing.ch

Jakob Kunz, Camiel de Smet

Bestehende Betontragwerke können durch das Aufbringen einer neuen tragenden Betonschicht verstärkt werden **(Bild 1).**



1 Verstärken einer Brücke mit Aufbeton
Strengthening of a bridge with concrete overlay

Die neue Betonschicht kann je nach Lage im Tragwerk die Biegedruck- oder Biegezugzone verstärken, wobei die strukturellen Eigenschaften des verstärkten Tragwerkes weitgehend denjenigen des monolithischen Tragwerkes entsprechen sollen. Bei der Herstellung des Verbundes wird die Oberfläche des bestehenden Betonbauteils mit geeigneten Verfahren vorbereitet [1].
Bei der relativ jungen Methode der Verstärkung von Brücken mit Aufbeton scheiden sich die Geister: Die einen vertreten die dezidierte Meinung, eine perfekte Aufrauung des alten Betons mit Hochdruck-Wasserstrahl reiche vollauf, um im Verbund mit dem neuen Beton die Schub- oder Querkräfte zu übertragen. Eine Verdübelung von Alt- und Neubeton sei nicht nötig, um zu verhindern, dass sich die beiden Schichten durch die Beanspruchung gegeneinander verschieben. Laborversuche bestätigen durchaus diese Ansicht für die üblichen Beanspruchungen in der Fahrbahnplatte. Doch an verunreinigten Stellen (z.B. Öl) reicht die Haftung unter Umständen nicht mehr aus, um den Schub in der Fuge zwischen Alt- und Neubeton zu übertragen. Der Neubeton könnte sich lösen und sich gegenüber dem Untergrund verschieben. Ebenso treten auf Brücken hohe Vibrationen auf, unter welchen der Verbund mit der Zeit degradiert. Aus solch praktischen Gründen – im Baustellenalltag finden sich keine Laborbedingungen mehr – macht sich die andere Lehrmeinung ebenso dezidiert für eine Verdübelung der alten mit der neuen Betonschicht stark.

*Existing concrete structures can be strengthened by applying a new load-carrying concrete layer **(figure 1)**. Depending on its position, the new concrete layer can strengthen either the tensile or the compressive zone of the structure; in any case the behaviour of the strengthened structure should correspond to that of a monolithic structure. The surface of the existing concrete structure is prepared using an appropriate procedure in order to allow bonding to the new concrete layer [1].*
The experts' opinions are divided over this relatively new method of strengthening bridges with concrete overlays: Some decidedly point out that perfect roughening of the old concrete under high pressure water jetting is sufficient to ensure the transmission of shear forces between new and old concrete. In their view, mechanical connection between the two concrete layers is not required to prevent relative displacements between them under load. For normal traffic loads, this view is completely confirmed by laboratory tests. At polluted spots (e.g. due to oil spill), however the bond may no longer be sufficient to transmit the shear force in the interface between new and old



2 Hilti HCC-B mit Bewehrung auf Querstab
Hilti HCC-B with reinforcement on transverse bar



3
Hilti HCC-B mit Bewehrung auf Verbinder
Hilti HCC-B with reinforcement on connector

Zwängungen infolge unterschiedlichen Schwindens und allenfalls auch unterschiedlicher Temperaturgradienten lassen sich nicht vermeiden. An den Rändern der Aufbetonschicht entstehen infolge der Zwängungen örtlich konzentrierte Zugkräfte vertikal zur Verbundfuge (Abschälkräfte), welche die Zugfestigkeit des Betons überschreiten können. Auch bei sorgfältiger Arbeit kann es deshalb geschehen, dass die Verbundfuge oft erst nach Jahren reißt. Die auftretenden Zugkräfte müssen dann von einer durch die Fuge führenden Bewehrung aufgenommen werden.

Schubverbinder Hilti HCC-B

Der Schubverbinder Hilti HCC-B ist speziell für die Verstärkung von Brücken mit hochdruckwassergestrahlten Verbundfugen entwikkelt. Soll die Betonüberdeckung der Bewehrung zum Beispiel 40

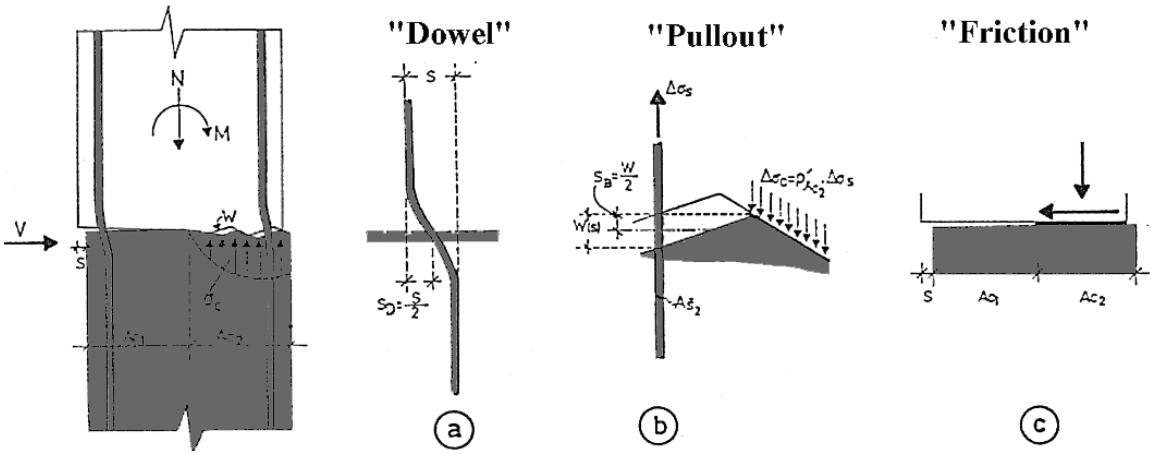
concrete. On bridges there are also important vibrations under which the bond may degrade over time. With such practical reasons in mind - life on the construction site is not under laboratory conditions - the other experts strongly recommend mechanical connectors between the two concrete layers.
Stresses due to differential shrinkage and due to varying temperature gradients cannot be avoided. Due to these stresses, concentrated tensile forces occur perpendicular to the interface at the perimeters of the concrete overlay. They may exceed the tensile capacity of the concrete. In spite of careful execution it is therefore possible that cracks will appear in the interface even years later. The occurring tensile forces must then be resisted by reinforcement crossing the interface.

Optimized Concrete Connector Hilti HCC-B

The shear connector Hilti HCC-B has been specifically developed for bridge strengthening with high pressure water jetted interfaces. If for example the concrete cover of the new layer reinforcement is to be 40mm and the HCC-B is to be anchored well in the old and the new concrete, the ideal thickness of the overlay is 9 to 13 centimetres. The 180mm long HCC-B shear connector can be inserted to a variable depth of 90 to 125mm into the old concrete and it should be anchored at least 55mm deep in the new concrete.
Compared to the traditional method using hooked reinforcement bars as connectors, the new shear connector HCC-B can significantly reduce the time required to install the connectors and the reinforcement since firstly, the connector also serves as reinforcement support ***(figures 2, 3)*** *and secondly, there is no need to interrupt the work flow during the curing time of the mortar. This assumes that an electropneumatic drill or combi hammer is used to drill the holes and to insert the connectors and that the mortar is injected using a pneumatic injection tool.*

Shear Transfer Model

The shear transfer in the interface can be represented by the models for the transfer of shear stresses over cracks in a beam under bending. There is a number of such



4
Modell der Schubübertragung nach Tassios[5]
Shear transfer model accoring to Tassios [5]

Millimeter betragen und der Hilti HCC-B im Untergrund und im Aufbeton gut verankert sein, so sind 9 bis 13 Zentimeter Aufbeton ideal. Der Schubverbinder Hilti HCC-B, insgesamt 180 Millimeter lang, lässt sich variabel in eine Tiefe von 90 bis 125 Millimeter in den Untergrund einhämmern und muss minimal 55 Millimeter im Aufbeton verankert werden.

Verglichen mit der traditionellen Methode, bei der abgebogene Bewehrungsstäbe als Verbinder eingemörtelt werden, kann die notwendige Zeit um Verbinder und Bewehrung zu montieren deutlich reduziert werden, da erstens der HCC-B Verbinder zugleich als Unterstützung für die Bewehrung dient **(Bild 2, 3)** und zweitens die Aushärtezeit des Mörtels nicht abgewartet werden muss. Dabei geht man davon aus, dass für das Bohren der Löcher und für das Setzen der Verbinder ein elektrischer Bohr- oder Kombihammer und für das Injizieren des Mörtels ein pneumatisches Auspressgerät verwendet werden.

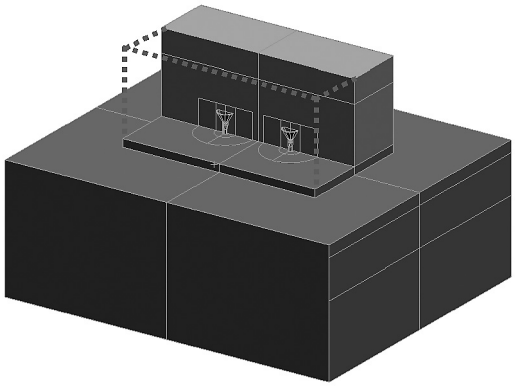
Modell zur Schubübertragung

Für die Schubübertragung in der Verbundfuge ist es zweckmäßig, die Modelle aus der Schubübertragung im Riss beim Biegeträger heranzuziehen. Aus der Literatur sind verschiedene solche Untersuchungen am Biegebalken bekannt [2 - 6]. Für unseren Zweck hat sich das Modell von Tassios [5] als geeignet erwiesen **(Bild 4).**

Bei Versuchen wurde beobachtet, dass einerseits «Dübelwirkung» der Verbinder infolge Querbiegung und andererseits eine Normalkraft infolge Dehnung durch «Auszug» erzeugt wird. Die Normalkraft, welche durch«Auszug» aktiviert wird, erzeugt Reibung. Anhand der Versuche lässt sich zeigen, dass bei rauen Verbundflächen die Schubübertragung vorwiegend durch den Mechanismus «Auszug» und bei glatten Verbundflächen vorwiegend durch «Dübelwirkung» erfolgt. Bei kleinem Bewehrungsgehalt in der Fuge (geringe Schubspannung) spielt bei rauen Fugen die Kornverzahnung (Kohäsion) bei der Übertragung der Schubkraft eine bedeutende Rolle.

*investigations published in the specialised literature [2 - 6]. The Tassios model [5] has proved to be the most appropriate one for the application in question **figure 4**.*

Tests have shown that shear connectors between concrete layers develop «dowel action» due to bending and that a normal force develops due to the pullout elongation. The normal force, which is activated by pullout, creates friction. Measurements can show that shear is transferred through rough interfaces mainly by pullout and through smooth interfaces mainly by dowel action. If the reinforcement ratio in the interface is small (low shear stresses) and the interface is rough, then interlokking of the aggregates (cohesion) plays a major role in the transmission of the shear force.



5 Finite Elemente Modell zur numerischen Simulation
Finite element model for numerical simulation

Forschungsarbeiten

Tests

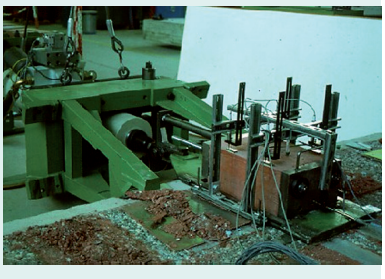
In den Labors der Hilti Konzern-Forschung sind in Kooperation mit der Universität Innsbruck umfangreiche Schubversuche durchgeführt worden **(Bild 5)**. Die Auswertung der Versuche und die Herleitung eines allgemein gültigen Bemessungskonzeptes für die bewehrte Verbundfuge erfolgten unter wissenschaftlicher Leitung von Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Manfred Wicke [7, 10]. Mittels Versuchen unter häufigen Lastwechseln konnte auch das Bemessungskonzept für Ermüdungsbeanspruchung abgeleitet werden [11].

Research Activities

Tests

*In cooperation with the University of Innsbruck, comprehensive shear tests have been carried out at the laboratories of Hilti Corporate Research **(figure 5).** The the evaluation of the tests led to a general design concept for reinforced interfaces between new and old concrete [7, 10]. A design concept for fatigue loading could also be developed on the basis of tests with frequently varying loads [11].*

6 Schubversuch im Labor, Verbund mit Schalöl gebrochen
Shear tests in laboratory, adhesion in interface prevented by pplying oil layer



Numerische Simulation von Scherversuchen

Zur Überprüfung der Leistungsfähigkeit der optimierten Geometrie des HCC-B Verbinders wurde das Systemverhalten im Schubversuch auch numerisch simuliert.

Der Beton wurde in zwei Teilen dargestellt: Der erste ist der Altbeton der bestehenden Platte und der zweite Teil stellt den neuen Aufbeton dar. In der Fuge sind zwei Verbinder dargestellt. Die Geometrie ist als Ganzes in Bild 6 dargestellt.

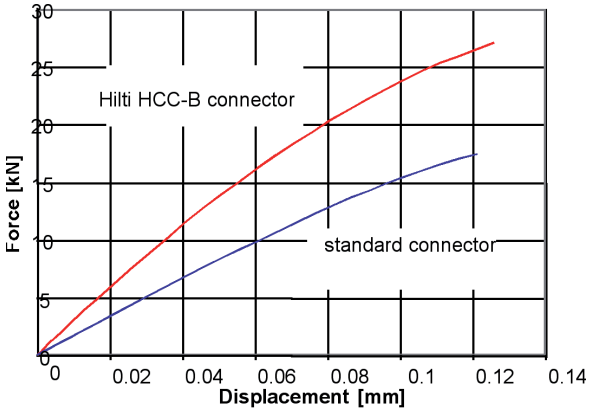
Bild 7 zeigt dann die simulierten Last-Verschiebungskurven mit Standard-Verbindern (Gewindestange mit aufgeschraubter Platte als Kopf) in Blau, sowie diejenige mit HCC-B Verbindern in Rot. Diese Simulationen wurden für eine glatte Fuge berechnet. Das Diagramm von **Bild 7** zeigt nur sehr kleine Verschiebungen bis 0.14 mm, also jenen Bereich, der für die Beurteilung des Verhaltens unter Gebrauchslasten aussagekräftig ist. Der Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Systemen tritt sehr deutlich hervor. Bei einer horizontalen Verschiebung von 0.1 mm ist der Widerstand der optimierten HCC-B Verbinder etwas mehr als 50% höher als beim Aufbau mit Standard Verbindern.

Simulation of Shear Test

In order to verify the improvements of the optimized connector, the system behaviour in a shear test has been analysed numerically.

The concrete is divided up into two parts: the first one is the old concrete of the base slab and the second one refers to the new concrete upper part. Two connectors are used. The complete representation of the geometry of the simulated shear test is shown in ***figure 6.***

Figure 7 *shows the simulated load-displacement curves of the threaded rod with a rectangular plate used as standard connector and that obtained with the HCC-B element as shown in* ***figures 2 and 3****. This simulation has been made for a smooth interface. This diagram shows only the range of very small displacements of up to 0.14 mm which is important to assess the system behaviour under service loads. Therefore, the different stiffnesses obtained with the two connectors appear clearly. At a horizontal displacement of 0.1mm, the resistance of the optimized connector is somewhat more than 50% higher than that of the standard arrangement.*



7 Steifigkeit verschiedener Verbinder
Stiffness of different connectors

Autoren / Authors

Jakob Kunz, Camiel de Smet
Hilti Aktiengesellschaft
Feldkirchstrasse 100 Postfach 333
FL-9494 Schaan
jakob.kunz@hilti.com
camiel.desmet@hilti.com

Referenzen / References

[1] ZTV - SIB 90: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Anhang 4: Technische Prüfvorschriften für die Bestimmung der Rauhtiefe mit dem Sandflächenverfahren (1990).

[2] Menn, C.: Bonding of Old and New Concrete for Monolithic Bahaviour; Swiss Federal Institute of Technology, Zurich; Report No. 185, 1991.

[3] Walraven, J.C., Vos, E. und Reinhardt, H.W.: Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plane and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading; Heron (Netherlands), Vol. 26, No. 1A, 1981, 68 S.

[4] Daschner, F.: Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 372,
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1986.

[5] Tsoukantas S. G., Tassios T. P.; Shear Resistance of Connections between Reinforced Concrete Linear Precast Elements. ACI Journal, May-June 1989.

[6] Ackermann, G. und Burkhardt, M.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit; Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 87, 1992, H. 7, S. 165-170, H. 8, S. 197-200.

[7] Randl, N.; «Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Neu- und Altbeton bei unterschiedlichen Fugen- Rauigkeiten»; Dissertation, Universität Innsbruck 1997.

[8] Tschegg, E.K., Ingruber, M., Surberg, C.H., und Münger, F.: Bruchverhalten von Alt-Neubeton-Verbunden mit und ohne Dübelverstärkungen; Bauingenieur, Vol. 75, 2000, H. 4, S. 182-188.

[9] Hilti: Technisches Datenblatt B2.5, «Schubverbinder HCC für Beton-Beton-Verbund» Grundlagen und Ergänzende Anhänge, Ausgabe 2004, Hilti Technischer Dienst.

[10] Randl, N., Wicke, M. «Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton» Beton- und Stahlbeton, Band 95, H8, August 2000, S. 461-473.

[11] Randl, N., Wicke M., «Auswertung der dynamischen Versuche für Verbund Alt- / Neubeton», Institut für Betonbau, Universität Innsbruck, Mai 2000, 8 S. nicht veröffentlicht.

[12] Randl, N.: «Reliable Fastening Design for Concrete Composite Structures.»
fib-Symposium 2004 (Avignon, 26-28 April 2004), Proceedings S. 266-267 und CD-ROM «fib-Symposium 2004», 6 S.

[13] DIN 1045-1: 2001-07, Teil 1: Bemessung und Konstruktion

[14] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.

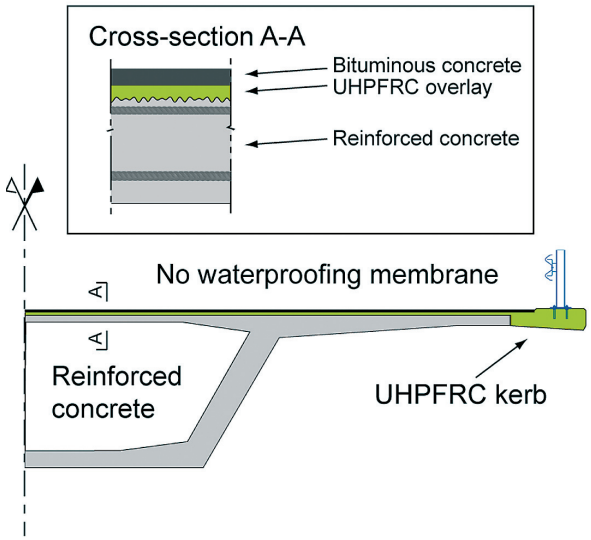
[15] DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken

[16] DIN Fachbericht 102: Betonbrücken

[17] Reuter, M., Schubert, M.: «Eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse im Stahlbetonbau» VDI Jahrbuch 2003, Bautechnik, VDI-Verlag, Düsseldorf, S. 151-160.

[18] Randl, N., Münger, F., Wicke, M.: Verstärkung von Brückentragwerken durch Aufbeton. Bauingenieur, Ausgabe 4/2005, Springer Verlag, Düsseldorf, 2005.

Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié



1 Konzeptidee für die Verbesserung der Fahrbahnplatten von Betonbrücken
Conceptual idea for the improvement of the deck slabs of concrete bridges

Fragestellung

Die Zunahme von Verkehrslasten führt oft, neben einer sowieso notwendigen Instandsetzung von Betonschäden, zu einer Verbreiterung und Verstärkung der Fahrbahnplatte einer Brücke. Die Herausforderung und das eigentliche Ziel einer Instandsetzung und Veränderung besteht darin, das bestehende Bauwerk zu verbessern (und nicht nur zu reparieren) und zwar derart, dass keine weiteren Instandsetzungen des Betontragwerks während der Nutzungsdauer mehr notwendig werden.

Ultra-hochleistungsfähige Faserbetone (UHFB) bieten das Potential an, innovative Lösungen im Sinne dieser Zielsetzung zu finden. UHFB zeichnen sich durch hervorragende mechanische Eigenschaften mit hohen Festigkeiten (Druckfestigkeit > 150 MPa, einachsige Zugfestigkeit > 10 MPa) aus; deren aussergewöhnliches Zugverhalten ist durch eine markante Dehnungsverfestigung bis 0.25% gekennzeichnet. Zusätzlich führt die sehr hohe Dichtigkeit von UHFB zu einer sehr geringen Permeabilität, auch bei Dehnungen im Verfestigungsbereich. Damit kann der Eintrag von schädlichen Stoffen wie Wasser und Chloride weitgehend vermieden werden, womit eine deutliche Verbesserung der Dauerhaftigkeit erreicht wird.

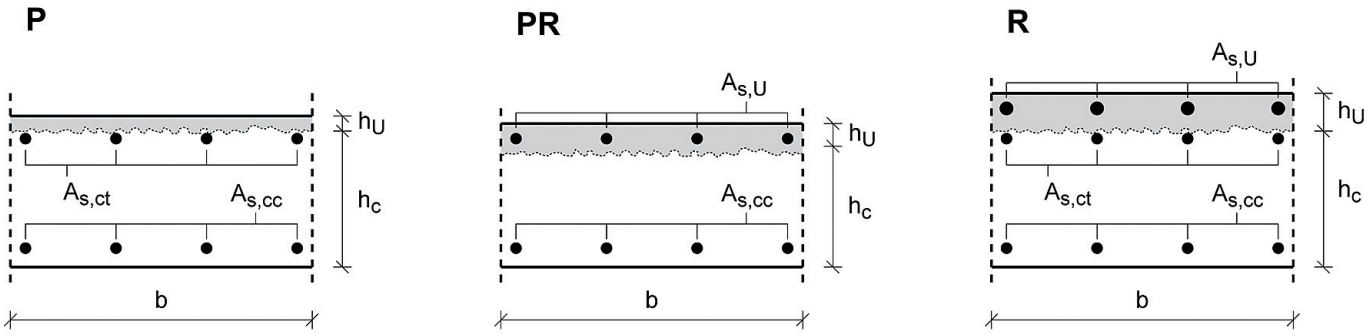
Konzeptidee und Forschung

UHFB eignen sich also, um den Tragwiderstand zu erhöhen und die Dauerhaftigkeit zu verbessern. Da jedoch die Materialkosten des UHFB hoch sind, wird vorgeschlagen, den UHFB nur dort einzusetzen, wo seine Eigenschaften auch wirklich ausgenutzt werden können. UHFB können wirk-

Motivation

The increase in traffic volume and loads may require widening or strengthening of bridge decks in addition to rehabilitation measures. The challenge and real objective of rehabilitation and modification nowadays is to improve (and not just to repair) the existing structure in such a way that no further unplanned rehabilitation interventions will be necessary during the foreseen service life.

Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) have the potential to provide innovative solutions in order to achieve this objective. UHPFRC show excellent mechanical properties with very high strengths (compressive strength > 150 MPa, uniaxial tensile strength > 10 MPa). Their outstanding tensile behavior is characterized by significant strain-hardening up to a deformation of 0.25%. In addition, the extremely high compactability of UHPFRC leads to a very low permeability, also in the strain-hardening domain, which largely prevents the ingress of detrimental substances such as water and chlorides. As a consequence, a significant improvement in durability is obtained.



2 Drei typische Querschnitte für leistungsfähigere Fahrbahnplatten in Mischbauweise
Three types of cross sections for improved composite bridge deck slab

sam eingesetzt werden, um Zonen zu «härten», wo das Bauwerk aggressiven Substanzen ausgesetzt ist und wo hohe mechanische Einwirkungen aufgenommen werden müssen, während die restlichen Teile des Bauwerks in herkömmlichem Stahlbeton bleiben **(Bild 1).**

Diese neuartige Konzeptidee «Mischbauweise» (welche auch für neue Betonbauten anwendbar ist) führt zu drei grundlegenden Verbundquerschnitten **(Bild 2):**

- Der Querschnitt P mit einem dünnen UHFB Schicht ist für eine reine Schutzfunktion vorgesehen.
- Der Querschnitt PR ist für den Fall, wenn eine zusätzliche Bewehrung in die UHFB Schicht eingebracht wird und/oder bestehender, durch Korrosion beschädigter Betonstahl ergänzt wird.
- Der Querschnitt R eignet sich dazu, um das Tragvermögen deutlich zu erhöhen.

Das Kurzzeit- und Langzeitverhalten sowie das Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Verbundbauteilen aus UHFB und herkömmlichem Stahlbeton wurden experimentell und anhand von numerischen und analytischen Modellen untersucht. (Literaturhinweise auf eigene Forschungen befinden sich am Schluss des Aufsatzes.) Aufgrund dieser ausführlichen Forschungskampagne kann die generelle Folgerung gezogen werden, dass das Tragverhalten, der Tragwiderstand und die Dauerhaftigkeit solcher Bauteile in Mischbauweise entscheidend verbessert werden können im Vergleich zu üblichen Verbundbauteilen bestehend aus herkömmlichen Betonen.

Anwendung

Die 10 m lange Brücke über den Morge Fluss bei Sion in der Schweiz wurde gemäss der oben beschriebenen Konzeptidee unter Verwendung von UHFB instand gesetzt und verbreitert **(Bild 3).** Dabei wurde erstmals ein für diese Anwendung speziell zugelassener Ultra-Hochfester Faserbeton (UHFB) der Produktefamilie CEMTEC$_{MULTISCALE}$® eingesetzt.

Conceptual idea and validation by research

UHPFRC may be used to increase strength and improve the durability of structural elements. However, since material costs of UHPFRC are high, it is proposed to «use UHPFRC only where its properties are best exploited». UHPFRC are efficiently used to «harden» zones where the structure is exposed to aggressive substances and where high mechanical loads have to be resisted, while the other parts of the structure may remain in conventional structural concrete ***(figure 1).***

This original conceptual idea (which is also applicable to new concrete structures) leads in principle to three different composite cross sections ***figure 2:***

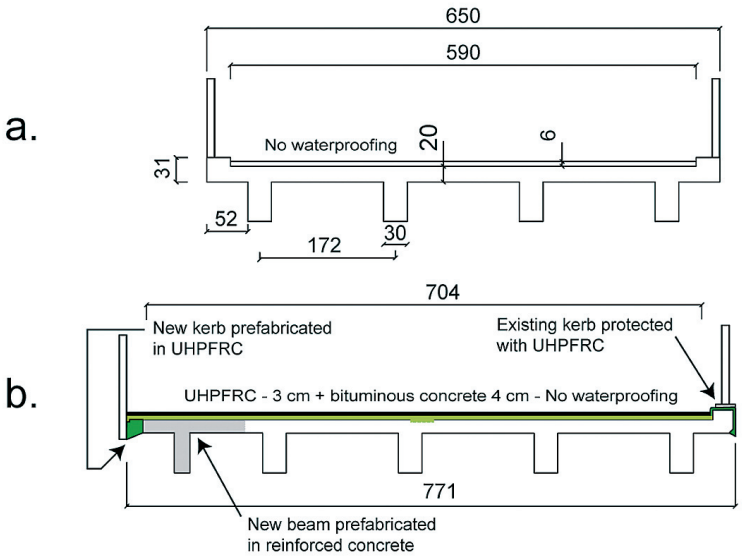
- *Cross section P with a thin UHPFRC layer is designed for protection purposes only.*
- *Cross section PR is for the case when additional tensile reinforcement is placed in the UHPFRC layer to replace and/or to complement existing deteriorated rebars.*
- *Cross section R is designed to increase significantly the load carrying capacity of the structural element.*

The early age and long term behaviour as well as the structural behaviour at ultimate limit state of composite elements consisting of UHPFRC and ordinary concrete have been investigated experimentally and by using numerical and analytical models. (Literature references to own research are provided at the end this paper.) From this extensive research, the overall conclusion can be drawn that the structural response and the durability-relevant properties of such composite elements are significantly improved when compared to similar composite elements consisting of ordinary reinforced concretes only.

Field application

The 10 m long bridge over the River Morge near Sion in Switzerland has been rehabilitated and widened using UHPFRC, following the above described conceptual idea ***figure 3****. It was indeed the first time that UHPFRC of the CEMTEC$_{MULTISCALE}$® family, specially tailored to this application, were cast in-situ on a bridge. This application integrated many characteristic features of the rehabilitation of concrete road bridges in Switzerland, i.e. chloride-induced corrosion damaging of road kerbs and the top surface of the deck slab, and the works have to be conducted while maintaining road traffic on the bridge.*

The construction works were performed as planned and according to the quality requirements in autumn 2004. The UHPFRC CEMTEC-$_{MULTISCALE}$® was produced without



3 Konzept der Instandsetzung und Verbreiterung der Strassenbrücke über den Morge Fluss
Concept of the rehabilitation and widening of the bridge over the Morge River

schnittener UHFB der *CEMTEC*$_{MULTISCALE}$® Familie auf der Baustelle eingebracht. Diese Anwendung beinhaltete viele der typischen Problemstellungen einer Instandsetzung von Strassenbrücken aus Stahlbeton, d.h. durch Chloride verursachte Korrosionsschädigung der Randabschlüsse und der Oberfläche der Fahrbahnplatte, und die Arbeiten mussten unter Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs ausgeführt werden.

Die Bauarbeiten wurden plangemäss und entsprechend den Qualitätsanforderungen im Herbst 2004 ausgeführt. Der UHFB der Sorte *CEMTEC*$_{MULTISCALE}$® konnte ohne Schwierigkeiten in einem örtlichen Fertigbetonwerk hergestellt und auf der Baustelle durch eine örtliche Bauunternehmung unter Verwendung üblicher Geräte eingebaut werden **(Bild 4)**. Der UHFB erwies sich als sehr robust und tolerant in Bezug auf Unvorhergesehenes einer Baustelle. Alle begleitenden Materialversuche für die Qualitätssicherung deuten darauf hin, dass die verbesserte Brücke jetzt von den hervorragenden Eigenschaften des UHFB profitieren kann.

Die Brücke wurde nur gerade einen Monat nach Baubeginn wieder ohne Behinderung in Betrieb genommen. Diese relativ kurze Bauzeit erklärt sich durch den stark vereinfachten Bauablauf, indem keine Abdichtung mehr notwendig war, der UHFB selbstverdichtend ist, und die Stärke des Belags auf ein Minimum reduziert werden konnte.

Diese Erhaltungsmassnahme ist wirtschaftlich sehr effizient. (1) Die Baukosten waren nur 12% höher als die geschätzten Kosten einer üblichen Instandsetzung, wobei ein Spielraum für die

*difficulty in a ready mix concrete plant and placed in situ by a local contractor using ordinary equipment **(figure 4).***

This UHPFRC proved to be very robust and tolerant to the unavoidable uncertainties of a construction site. All accompanying material test results for quality assurance indicated that the improved bridge will now benefit from the outstanding properties of UHPFRC.

The bridge was opened to traffic without restriction just one month after the beginning of the construction works. This relatively short duration of intervention is explained by the significant simplification of the construction process. No waterproofing membrane is needed, the fresh material is self-compacting, and the thickness of the bituminous concrete layer can be reduced to a minimum.









4 **a)** und **b)** Einbau des UHFB auf die Fahrbahnplatte, Alain Herzog
c) und **d)** Ansicht der Brücke und des instand gesetzten Randabschlusses (ohne Risse!)
a) *and* ***b)****: pouring and placing of the UHPFRC on the deck slab, Alain Herzog*
c) *and* ***d):*** *visual aspect of the bridge and the rehabilitated curb (without any cracks!).*

Reduktion der Herstellungskosten des UHFB bei nächsten Anwendungen offensichtlich ist. (2) Benutzerkosten waren schätzungsweise 2-3 Mal geringer wegen der wesentlich kürzeren Dauer der Erhaltungsmassnahme. (3) Wegen der hervorragenden Dauerhaftigkeit des UHFB kann erwartet werden, dass keine Instandsetzung der Betonbauteile mehr erforderlich sein wird bis zum Rückbau der Brücke. Die Instandhaltung wird sich auf den Belag und die Leitschranken begrenzen.

Zusammenfassung

Die hervorragenden Eigenschaften von ultra-hochleistungsfähigen Faserbetonen ermöglichen neuartige Wege für die dauerhafte Instandsetzung und Veränderung von Betonbrücken. Es kann eine deutliche Verbesserung des Verformungsverhaltens, des Tragwiderstands und der Dauerhaftigkeit erzielt werden. Die erste Anwendung unter echten Baustellenbedingungen hat klar gezeigt, dass die UHFB Technologie nun reif ist für weitere Anwendungen auf der Baustelle unter Verwendung einer üblichen Gerätschaft.

Dank

Die Forschungsarbeiten wurden vom Schweizerischen Staatsrat für Bildung und Forschung im Rahmen des europäischen Projekts «Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructures (SAMARIS)» unterstützt. Die Anwendung war nur dank der Unterstützung der Strassenbauverwaltung des Kantons Wallis vertreten durch Jean-Christophe Putallaz möglich.

This intervention turned out to be very efficient in terms of economic considerations. (1) The costs of the construction works was only 12% higher than estimated costs according to the conventional procedure but a potential for cost reduction in the UHPFRC fabrication is obvious. (2) Indirect costs, i.e. user costs, were estimated to be about 2-3 times smaller because of the significantly reduced time of intervention. (3) Thanks to the intrinsic benefits associated with the outstanding durability properties of UHPFRC, it can be expected that no more rehabilitation will be necessary until the dismantling of the bridge. Maintenance works will be limited to interventions regarding the bituminous layer and the crash barriers.

Summary

The outstanding properties of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) offer high potential and new possibilities for the rehabilitation of concrete structures. Significantly improved performance in terms of resistance and durability may be obtained. The first application realized under real site conditions clearly demonstrated that the technology of UHPFRC is now mature for further cast in-situ applications of rehabilitation using standard equipment.

Acknowledgements

This project was financially supported by the Swiss State Secretary for Education and Research within the European project «Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructures (SAMARIS)». The field application was made possible thanks to the support of the road administration of the Swiss Canton of Valais represented by Jean-Christophe Putallaz.

Autoren / Authors

Eugen Brühwiler
Prof. Dr. sc. techn., civil engineer ETH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
MCS-ENAC-EPFL, Station 18
CH-1015 Lausanne
eugen.bruehwiler@epfl.ch

Emmanuel Denarié
Dr. sc. techn., civil engineer ETH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
MCS-ENAC-EPFL, Station 18
CH-1015 Lausanne
emmanuel.denarie@epfl.ch

Referenzen / References

[1] Charron, J.-P., Denarié, E., Brühwiler, E.: Permeability of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC) under high stresses. Materials and Structures, 2006, in press.
[2] Habel K., Charron J.P., Denarié E., Brühwiler E.: Autogenous deformations and viscoelasticity of UHPFRC in structures.-Part I: Experimental results, Part II: Numerical Modelling, Magazine of Concrete Research, 2006, in press.
[3] Habel K., Denarié E., Brühwiler E.: Time Dependent Behaviour of Elements Combining ultra-high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) and Concrete, Materials and Structures, 2006, accepted for publication.
[4] Habel K., Denarié E., Brühwiler E., (2005) Structural response of slabs combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC) and reinforced concrete, ASCE Structural journal, accepted for publication.
[5] Brühwiler, E., Denarié, E., Putallaz, J.-C.: Instandsetzung einer Betonbrück mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHLFB). Beton- und Stahlbetonbau, 100. Jahrgang, Heft 8, September 2005, S. 822-827.
[6] Habel, K., Denarié, E., Brühwiler, E.: Bauteile aus ultrahochleistungsfähigem Faserbeton (UHPFRC) und traditionellem Stahlbeton - Eine innovative Lösung zur Instandsetzung und Veränderung bestehender Betonbauten. Beton- und Stahlbetonbau. BUST: 100. Jahrgang, Heft 2, Februar 2005, S. 124-131.
[7] Habel, K.: Structural behaviour of elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Thèse EPFL No 3036, 2004.

Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié

Fragestellung

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton hängt wesentlich von der Permeabilität des Überdeckungsbetons ab. Demzufolge schreibt die Schweizer Norm SIA 262 «Betonbau» [1] vor, die Permeabilität des Überdeckungsbetons am Bauwerk zu messen und zur Beurteilung der effektiven Dauerhaftigkeit von Bauteilen heranzuziehen.

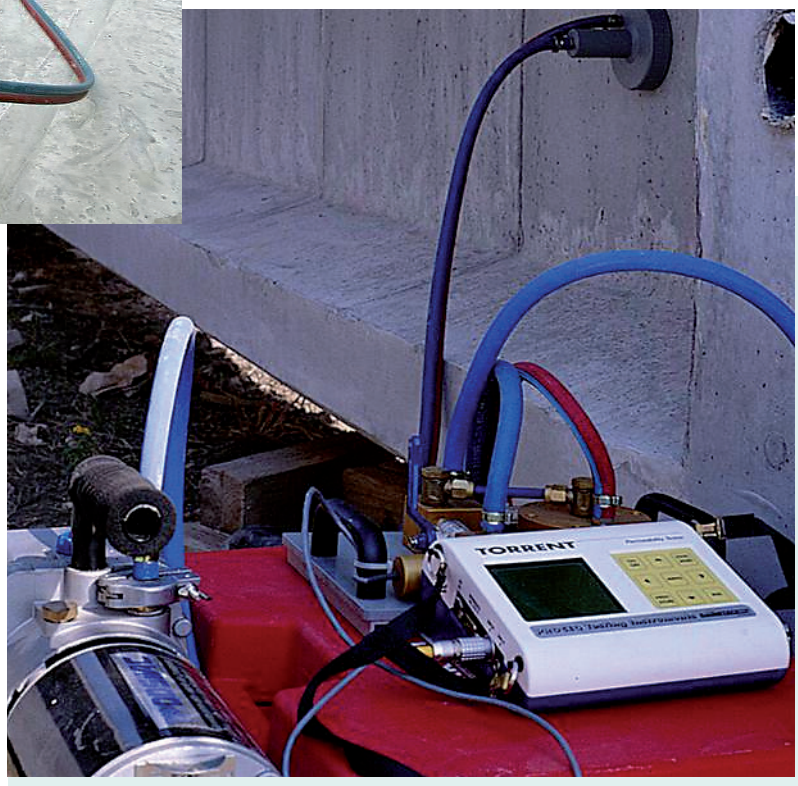
Der Torrent Permeabilitäts-Test (TPT) [2] wird in der Norm SIA 262/1 [3] als zweckmässige, am Bauwerk einsetzbare Methode vorgeschlagen, denn die Methode ist auch zerstörungsfrei und relativ einfach durchführbar. Der TPT wurde anhand eines breit angelegten Forschungsprogramms im Labor und Anwendungen auf zahlreichen Betonbauten überprüft [4,5]. Dieser Aufsatz behandelt zwei wesentliche Aspekte: (1) den Einfluss des Alters, der Betonqualität und der Schalungsart auf die Permeabilität, und (2) die statistische Variabilität von Messwerten.

Motivation

Durability of reinforced concrete depends strongly on the permeability of the cover concrete. As a consequence, in-situ permeability measurements of cover concrete are now required by the Swiss Standard SIA 262 «Concrete structures» [1] to assess the effective durability of structural members.

The Torrent Permeability Test (TPT) [2] is suggested by SIA 262/1 [3] as a suitable in-situ testing method ***figure 1*** *since it is non-destructive and relatively easy to perform. The TPT has been validated through an extensive research and application program both in the laboratory and on numerous concrete structures [4,5]. This paper deals with two major aspects: (1) the effect of age, concrete quality and type of formwork on permeability, and (2) the statistical variability of measured values of permeability.*





1 Torrent Permeabilitäts-Messung an einem Brückenträger und auf der Oberfläche einer Brückenfahrbahnlatte. *Torrent Permeability measurement on a bridge girder and on the top surface of a bridge deck slab.*

Prinzip des Torrent Permeabilitäts-Tests

Mit dem Versuch wir die Luft-Permeabilität des Überdeckungsbetons gemessen, indem eine Vakuum-Zelle, die aus zwei Kammern besteht, mit einer Einrichtung zur Druckregulierung aktiviert wird **Bild 1.** Die Messung erfolgt, indem zunächst ein Luft-Vakuum in beiden Kammern erzeugt, und danach der Druckanstieg, der durch die Lufteindringung durch den Beton entsteht, in der inneren Kammer in Abhängigkeit der Zeit gemessen wird **(Bild 2).** Die zwei konzentrisch angeordneten Kammern ermöglichen, Randeinflüsse derart zu minimieren, damit ein gleichmässiger Luftstrom (senkrecht zur Oberfläche) in der inneren Kammer entsteht. Der gemessene Luft-Permeabilitätswert wird danach korrigiert, um den Einfluss der Betonfeuchte, die vor allem im jungen Alter wichtig ist, zu berücksichtigen. Die Betonfeuchte wird über die elektrische Widerstandsmessung nach Wenner ermittelt. Schliesslich wird der effektive Permeabilitäts-Koeffizient kT_{eff} erhalten.

Einfluss des Alters

Der Einfluss des Alters auf die Entwicklung der Luft-Permeabilität wurde im Labor an 80 x 80 x 20 cm Wänden untersucht, für zwei Betonqualitäten ((D_{max}= 16 mm, Zement CEM I 42.5: 300 kg/m³, W/C=0.52 für Beton 1, und W/C=0.43 für Beton 2) und zwei Schalungsarten, d.h. mit und ohne eine Wasser abführende Schicht an der Schalungsoberfläche (CPF). Unter Beachtung des nicht-symmetrischen Charakters der angenommenen statistischen Verteilung der Luft-Permeabilität [6], wurde der Durchschnittswert des Permeabilitäts-Koeffizienten kT_{eff} als geometrisches Mittel berechnet, das dem Medianwert (50% Fraktile) der Verteilung entspricht.

Principle of the Torrent Permeability Test

*The TPT allows measuring the air permeability of cover concrete by means of a vacuum cell consisting of two chambers, activated by a pressure regulation device **(figure 1).** The measurement consists of imposing an air vacuum in both chambers, and subsequently the pressure increase due to air penetration through the concrete is measured in the inner chamber as a function of time **(figure 2)**. Using two concentric vacuum chambers allows minimizing boundary effects such that a uniform air flow (perpendicular to the surface) is obtained in the inner chamber. The measured value of air permeability is corrected to account for concrete humidity, particularly important at early concrete age, measured by means of the Wenner resistivity test, to obtain finally the effective permeability coefficient kT_{eff}.*

Age dependency

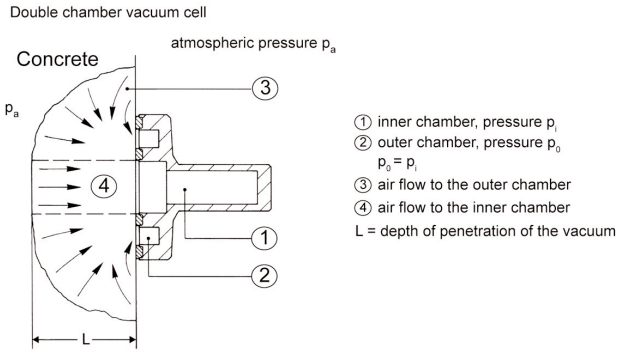
The effect of age on the evolution of the air permeability was investigated in the laboratory on 80 x 80 x 20 cm walls, for two concrete qualities (D_{max}= 16 mm, cement CEM I 42.5: 300 kg/m³, W/C = 0.52 for concrete 1, and W/C = 0.43 for concrete 2) and two types of formwork, i.e. with and without a Controlled Permeability Formliner (CPF).

Considering the non-symmetry of the supposed lognormal statistical distribution of the air permeability [6], the average value of the permeability coefficient kT_{eff} was calculated as a geometrical average which corresponds to the median (50% fractile) of the distribution.

***Figure 3** shows the effect of age on the value of kT_{eff}. For the four combinations of types of concrete and formwork, a similar trend is observed: decrease of air permeability at early age, from 4 to 20 days, then increasing values from 20 to 389 days. Significantly smaller kT_{eff} values are obtained for concrete with low water/cement ratio. A clear beneficial effect of the CPF on the concrete with W/C=0.52 is obvious by the significant change in the Permeability Class. However, for the concrete with the low W/C ratio, the drainage effect of the CPF on the permeability class is small.*

A possible explanation of the non-monotonic variation of air permeability with time might be found in two counteracting processes. While hydration tends to decreased air permeability at early age, microcracking induced by the hygral gradient in the concrete cover tends to increase air permeability.

*The TPT was able to classify the cover concrete permeability for the different combinations of materials and types of formwork. The classification in Permeability Classes, in **figure 3**, is maintained from 4 to 389 days. TPT measurements are thus applicable to characterize cementitious materials at early age (from 7 days on), which opens up an interesting range of applications for the «real-time» follow-up of in-situ concrete quality.*

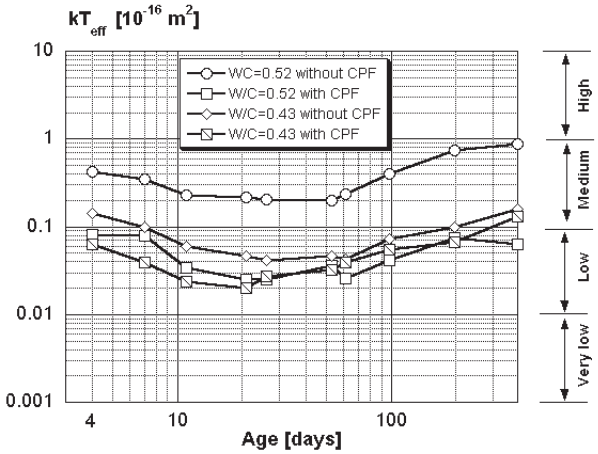


2 Prinzip des Torrent Permeabilitäts-Versuchs
Principle of the Torrent Permeability Test

Bild 3 zeigt den Einfluss des Alters auf die kT_{eff}-Werte. Für die vier Kombinationen von Beton und Schalungsart ist ein ähnlicher Trend zu beobachten: Abnahme der Luft-Permeabilität in jungem Alter, ab 4 bis 20 Tage, und dann zunehmende Werte ab 20 bis 389 Tage. Deutlich kleinere kT_{eff}-Werte werden für den Beton mit dem kleinen Wasser/Zement Wert erhalten. Ein deutlich günstiger Effekt des CPF auf der Schalungsoberfläche ist für den Beton mit einem W/Z = 0.52 feststellbar, indem die Werte um eine Permeabilitätsklasse besser sind. Hingegen ist der Wasser abführende Effekt des CPF beim Beton mit dem kleinen W/Z-Wert gering.

Eine mögliche Erklärung für die Variation der Luft-Permeabilität in Abhängigkeit der Zeit könnte in zwei gegenläufigen Vorgängen zu finden sein. Während die Zementhydratation in jungem Alter die Luft-Permeabilität abnehmen lässt, führt die Bildung von Mikrorissen, welche durch den Feuchtegradienten im oberflächennahen Beton verursacht werden, zu einer Zunahme der Luft-Permeabilität.

Mit dem TPT konnte die Permeabilität von Überdeckungsbeton für verschiedene Kombinationen von Betonsorten und Schalungsarten eindeutig klassiert werden. Die Einteilung in Permeabilitätsklassen gemäss **Bild 3** wird beibehalten von 4 bis 389 Tage. Die TPT Messungen sind somit geeignet, um die Permeabilität zementöser Werkstoffe im jungen Alter (ab 7 Tage) zu charakterisieren. Dies eröffnet interessante Anwendungen für eine zeitabhängige Überwachung der Betonqualität am Bauwerk.



3 Luft-Permeabilitäts-Koeffizient kT_{eff} (Durchschnittswerte) in Abhängigkeit des Betonalters, für 4 Kombinationen von Betonsorten und Schalungen.
Air permeability kT_{eff} (average values) as a function of age, for the 4 combinations of different concrete and formwork types.

Statistische Verteilung

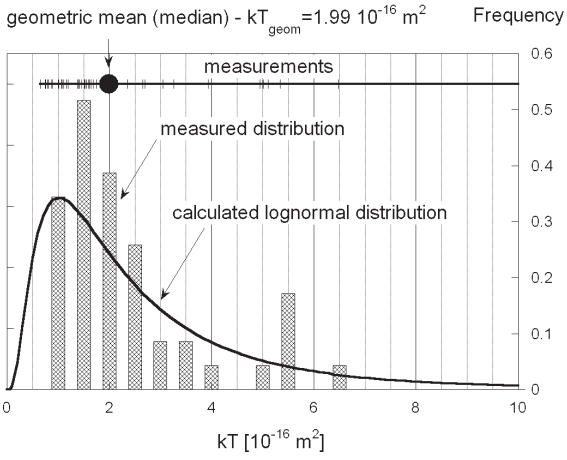
Die statistische Verteilung der Luft-Permeabilität wurde auf der Grundlage einer grossen Anzahl Messungen (mehr als 50) bestimmt für vier Betonsorten, d.h. Betone A, B und C hergestellt im Labor, und Beton D ist ein 20m langer Träger einer 40 Jahre alten Brücke. **Bild 4** zeigt die statistische Verteilung der Luft-Permeabilität für Beton D, mit dem Histogramm der gemessenen Werte und der gefitteten lognormalen Verteilung.

Der geometrische Mittelwert (Medianwert der lognormalen Verteilung) ist in **Bild 5** aufgeführt für alle vier Betone, mit den berechneten normalen statistischen Verteilungen des natürlichen Logarithmus der Luft-

Statistical distribution

*The statistical distribution of the air permeability was determined on the basis of a large number of measurements (more than 50) for four concrete types, i.e. concretes A, B and C cast in the laboratory, and concrete D is a 20 m long girder of a 40 year old bridge. **Figure 4** shows the statistical distribution of the air permeability obtained for concrete type D, with the histogram of measured values and the fitted lognormal distribution.*

*The geometrical mean value (median of the lognormal distribution) is given in **figure 5** for all four concrete types, with the calculated normal statistical distributions of the natural logarithms of the air permeability Ln(kT). Only the fitted curves are represented. Good correlation between the average of the Ln(kT) and the standard deviation can be observed. The lognormal character of the statistical dis-*



4 Histogramm der gemessenen Luft-Permeabilitäts-Werte für Beton D (Brückenträger in Bild 1) mit 54 Messwerten.
Histogram of measured air permeability for concrete D (bridge girder in figur 1) including 54 individual measurements.

Permeabilität Ln(kT). Einzig die gefitteten Kurven sind dargestellt. Eine gute Korrelation zwischen dem Mittel der Ln(kT) und der Standardabweichung kann festgestellt werden. Der lognormale Charakter der statistischen Verteilung der Luft-Permeabilitäts-Messwerte wird somit durch alle vier Betonsorten bestätigt.
Ein Komplianzkriterium für die Beurteilung der am Bauwerk ermittelten Eigenschaften des Überdeckungsbetons wird in [4,5] definiert, angenommen dass Ln(kT) einer Normalverteilung folgt, auf der Basis des «einseitigen Toleranzintervals» gemäss. [7]

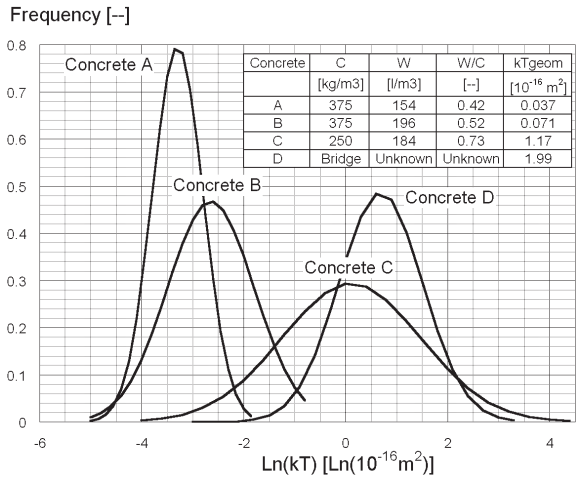
Zusammenfassung

Der Torrent Permeabilitäts Test ist eine zerstörungsfreie Versuchsmethode, welche am Bauwerk anwendbar ist, um die Luft-Permeabilität des Überdeckungsbetons zu messen. Die Versuchsmethode wurde ausgiebig untersucht und eine Vielzahl von Ergebnissen konnte erhalten werden. Es kann gefolgert werden, dass der Torrent Permeabilitäts Test sich für die Bestimmung der Qualität des Überdeckungsbetons eignet und für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit von neuen und bestehenden Bauwerken aus Stahlbeton verwendet werden kann.

tribution of the values of air permeability is thus validated by all four concrete types.
A compliance criterion for the assessment of in-situ cover concrete properties is defined in [4,5] assuming that Ln(kT) follows a normal distribution, on the basis of a «one sided tolerance interval» according to [7].

Summary

The Torrent permeability measurement is a non-destructive testing method applicable to measuring the air permeability of in-situ concrete cover. This testing method has been investigated and numerous test results obtained. It can be concluded that the Torrent Permeability Method may be used to determine the concrete cover quality and to assess the durability of the reinforced concrete structural elements of new and existing structures.



5
Normalverteilungen korreliert mit Messungen des natürlichen Logarithmus der Luft-Permeabilität für 4 Betonsorten.
Normal distributions fitted to measurements of the natural logarithm of the air permeability for 4 types of concrete.

Autoren / Authors

Eugen Brühwiler
Prof. Dr. sc. techn., civil engineer ETH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) MCS-ENAC-EPFL, Station 18
CH-1015 Lausanne
eugen.bruehwiler@epfl.ch

Emmanuel Denarié
Dr. sc. techn., civil engineer ETH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) MCS-ENAC-EPFL, Station 18
CH-1015 Lausanne
emmanuel.denarie@epfl.ch

Referenzen / References

[1] Charron, J.-P., Denarié, E., Brühwiler, E.: Permeability of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC) under high stresses. Materials and Structures, 2006, in press.
[2] Habel K., Charron J.P., Denarié E., Brühwiler E.: Autogenous deformations and viscoelasticity of UHPFRC in structures.- Part I: Experimental results, Part II: Numerical Modelling, Magazine of Concrete Research, 58, No. 3, April 2006 pp.135-145 and pp.147-156.
[3] Habel K., Denarié E., Brühwiler E.: Time Dependent Behaviour of Elements Combining ultra-high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) and Concrete, Materials and Structures, 2006, in press.
[4] Habel K., Denarié E., Brühwiler E., Structural performance of elements combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC) and reinforced concrete, ASCE Structural journal, 2005, in press.
[5] Denarié E., Maître M. Conciatori D., Brühwiler E.: Air permeability measurement for the assessment of the in situ permeability of over concrete, Proceedings International Confederences in Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR 2005), 21-23, November 2005, Cape Town, South Africa.
[6] Habel, K., Denarié, E., Brühwiler, E.: Bauteile aus ultrahochleistungsfähigem Faserbeton (UHPFRC) und traditionellem Stahlbeton - Eine innovative Lösung zur Instandsetzung und Veränderung bestehender Betonbauten. Beton- und Stahlbetonbau. BUST: 100. Jahrgang, Heft 2, Februar 2005, S. 124-131.
[7] Habel, K.: Structural behaviour of elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Thèse EPFL No 3036, 2004.
[8] Conciatori D.: Effet du microlimat sur l´initiation de la corrision des aciers d´armature dans les ouvrages en béton armé. These EPFEL No 3408, 2005.
[9] SAMARIS D22: Full scale application of UHPFRC for the rehabilitation of bridges – from the lab to the field, European project 5th FWP / SAMARIS Sustainable and Advanced MAterials for Road Infrastructures – WP 14: HPFRCC,2005, http://samaris.zag.si/.

b

Spezielle Auslandstätigkeiten

Activités spéciales à l'étranger

Special international activities

Die Ghir Bogengewichtsmauer in Iran
Ghir arch-gravity dam in Iran

Martin Wieland



1 Die Ghir Bogengewichtsmauer (Aufnahme von T. Dolder, April 2004) *Ghir arch dam (photo courtesy T. Dolder, April 2004)*

Projektbeschrieb

Die Ghir Staumauer, auch bekannt unter dem Namen Salman Farsi, befindet sich am Ghareh-Aghaj Fluss nahe der Stadt Ghir. Das Projekt umfasst eine 125 m hohe Bogengewichtsmauer mit einer Kronenlänge von 345 m und einem Betonvolumen von 760'000 m^3 (konventioneller Massenbeton). Die Hochwasserentlastung hat acht Öffnungen mit Radialschützen und ist für eine Abflussmenge von 19,800 m^3/s bemessen. Zusätzlich werden zwei Tunnels mit einer Gesamtkapazität von 600 m^3/s als Grundablass benützt.

Der stark verkarstete Fels an der Sperrstelle bedingte umfangreiche Dichtungsarbeiten in der Fundation (Abdichtung von Karsthöhlen sowie Injektionsschirm). Die totale Länge der Injektionsstollen beträgt rund 5 km und die Gesamtlänge der Bohrlöcher für Injektionen und Drainagen liegt in der Grössenordnung von 700 km.

Das Volumen des Stausees liegt bei 1'400 Millionen m3 und der regulierte jährliche Wasserdurchfluss beträgt 350 Millionen m^3. Hauptverwendungszweck ist die Bewässerung von 25'000 ha landwirtschaftlich genutzter Fläche.

Es ist beabsichtigt auch zwei 16 MW Francisturbinen zu installieren, jedoch hat in diesem Projekt die Energieerzeugung nicht oberste Priorität.

Die Zielsetzung für die Ghir Mehrzweckanlage wurde wie folgt festgelegt **(Bild 1):**

- Speicherung von Wasser für die Bewässerung
- Speicherung von Trinkwasser
- Energieerzeugung
- Hochwasserschutz.

Die Bemessung basiert auf hydrologischen und geologischen Untersuchungen, insbesondere die Erfassung der zahlreichen Karsthöhlen. Spezielle Projektunterstützung wurde für Studien und technische Lösungen im Zusammenhang mit der Ermittlung der Erdbebengefährdung, der Erdbebenberechnung, den Stabilitätsuntersuchungen für die Mauer und auch für die Behandlung der anspruchsvollen Karstprobleme im Sperrenbereich (Abdichtung der Fundation und Bemessung des Injektionsschirms) geleistet.

Auftraggeber des Projektes ist das Ministerium für Energie. Die Projektierung erfolgte durch die Electrowatt-Ekono Ltd. (im Joint Venture mit Stucky-Electrowatt), zusammen mit Mahab Ghodss Consulting Engineers, Tehran, Iran. Das Projekt wurde 1992 in Angriff genommen und sollte spätestens 2007 abgeschlossen sein.

Project Description

The Ghir dam, which is also referred to as the Salman Farsi dam, is located on the Ghareh-Aghaj River close to the city of Ghir. The project consists of a 125 m high concrete arch-gravity dam with a crest length of 345 m, and a concrete volume of 760,000 m^3 (conventional mass concrete). The spillway has eight openings with radial gates and is designed for a discharge capacity of 19,800 m^3/s. In addition, two tunnels with a total capacity of 600 m^3/s are used as bottom outlets.

The highly karstified limestone rock mass at the dam site required the design of underground plugging structures and an extensive grout curtain. The total length of galleries for the grout curtain is 5 km and the length of drillholes for grouting and drainage is of the order of 700 km.

The reservoir capacity is 1,400 million m^3 and the regulated annual water discharge is 350 million m^3, which is mainly used for the irrigation of 25,000 ha of agricultural land.

Spezielle technische Aspekte des Projektes

Zwei wesentliche technische Herausforderungen mussten in diesem Projekt gelöst werden, nämlich die Behandlung der Karstvorkommen in der Fundation der Mauer und die hohe Erdbebengefährdung.

Karst

Die Verkarstung des Untergrundes hat man während den Baugrunduntersuchungen im Bereich des rechten Widerlagers festgestellt. Während dem Fundationsaushub, dem Stollenvortrieb und bei der Untersuchung von Karstgängen stellte sich heraus, dass die karstifizierten Felszonen bedeutend grösser waren als ursprünglich angenommen. Deshalb waren spezielle Massnahmen erforderlich, um die Wasserdichtigkeit des Stauraums zu gewährleisten. In den Karstzonen wurden daher folgende Massnahmen vorgesehen: (i) Zementinjektionen, (ii) Verfüllen von grösseren Hohlräumen mit Beton und (iii) Umgehung grösserer Hohlräume durch Anpassung des Injektionsschirms.

Die folgenden wichtigen Lehren konnten aus der Karstsanierung gezogen werden:

(i) In einer karstigen Felsmasse wie auf der Ghir Baustelle kann die Bemessung und Ausdehnung der Injektionszonen nur während der Ausführung abschliessend definiert werden.

(ii) Die Ausbildung des Injektionsschirms muss ständig den geologischen Verhältnissen angepasst werden wie sie sich im Untergrund während der Ausführung präsentieren.

(iii) Eine starke Karstbildung befindet sich meistens in der Nähe von Störzonen und Diskontinuitäten. Eine vertiefte Diskussion der bautechnischen Massnahmen in Karstzonen ist aber nicht Thema dieses Artikels; im Vordergrund stehen hier die Bemessungsaspekte der Betonmauer.

Erdbebenbemessung der Staumauer

Die Ghir Bogengewichtsmauer befindet sich im seismisch sehr aktiven

Two Francis turbines with an installed capacity of 16 MW will also be provided, but energy production is not the prime goal of this project.

*The objectives of the Ghir multipurpose scheme are as follows **(figure 1)**:*

- *Storage of irrigation water*
- *Storage of drinking water*
- *Power generation*
- *Flood control.*

The design is based on hydrological and geological investigations and on cave explorations.

Special assistance is being provided for the preparation of studies and technical measures related to the earthquake and stability analyses of the dam and to the karst phenomenon at the dam site (foundation treatment and grout curtain design).

The client is the Ministry of Energy. The design is carried out by Electrowatt-Ekono Ltd. (Joint Venture Stucky-Electrowatt) together with Mahab Ghodss Consulting Engineers, Tehran, Iran.

The project started in 1992 and is expected to be completed before 2007.

Special technical aspects of the project

There are two main technical challenges of this project, i.e. karst and high seismicity.

Karst

Karst zones were found during the site investigation at the right abutment. During the course of the foundation excavation work and the construction of galleries and by exploration of the karst holes, it was found that the extent of karst was more severe than originally expected. Therefore, special measures were needed to ensure watertightness of the reservoir. However, the following basic concepts were used for the karst treatment: (i) grouting, (ii) plugging of larger cavities, and (iii) designing a bypass of caves by an appropriate arrangement of the grout curtain.



2

Ghir Bogengewichtsmauer in der Bauphase
(links: Ansicht flussabwärts; rechts: Ansicht flussaufwärts)
(Aufnahmen von T. Dolder, November 2005)
Ghir arch-gravity dam under construction
(left: downstream view; right: upstream view of dam)
(Photo courtesy T. Dolder, November 2005)

Zagrosgebirge im Südwesten des Iran. Im Jahre 1972 zerstörte ein heftiges Erdbeben der Magnitude 6.9 die Stadt Ghir; dabei starben mehrer tausend Menschen. Nach dem Erdbeben wurde die Stadt ca. 3 km von der alten Stelle entfernt wieder aufgebaut. Die Epizentraldistanz dieses Bebens zum Mauerstandort war ungefähr 22 km.

Für die Erdbebenbemessung von Talsperren wurden wie nachfolgend beschrieben zwei verschiedene Bemessungserdbeben verwendet.

Bleibt die Frage, welcher Sperrentyp am besten geeignet ist um starken erdbebenbedingten Bodenbewegungen zu widerstehen

The following lessons learnt from the karst treatment are essential:
(i) In a karstified rock mass such as at the Ghir dam site, the final layout of a grout curtain can only be defined during the execution phase.
(ii) The grout curtain needs modifications and adaptations on the basis of the geological findings in the underground during the grouting process.
(iii) High karstification is generally localized around faults or discontinuities.
It should be pointed out that the detailed discussion of the karst treatment is not within the scope of this paper, which is mainly concerned with the design aspects of the dam.

und welche Form eine solche Sperre haben muss? Für die Erdbebensicherheit einer Talsperre spielt bekanntlich nicht nur die Erdbebengefährdung am Standort eine Rolle sondern vielmehr die optimale Wahl der Sperre. Die folgenden Empfehlungen sind zu befolgen, wenn eine erdbebensichere Staumauer projektiert wird:

- Optimierung der Mauerform mit dem Ziel eine möglichst symmetrische Form der Grundschwingung längs und quer zur Talachse zu erreichen.
- Vermeiden von Spannungskonzentrationen (abrupte Aenderung der Steifigkeit, einspringende Ecken).
- Vertikale Blockfugen mit guter Verzahnung, speziell im Kronenbereich.
- Horizontale Betonierfugen mit guten Verbundeigenschaften.
- Breite Mauerkrone und Vergrösserung der Mauerstärke im Widerlagerbereich; dadurch können die grossen dynamischen Zugspannungen im Kronenbereich reduziert werden

Eine grosse Steifigkeit im Kronenbereich einer Bogenmauer ist erforderlich, einerseits um die statischen Durchbiegungen infolge Wasserlast zu reduzieren und andererseits um die Eigenfrequenzen der Grundschwingungen der Mauer zu erhöhen. Aus der Schalentheorie ist bekannt, dass eine starke Schale dann resultiert, wenn die Lasten durch Membranwirkung und nicht durch Biegung in die Fundation eingeleitet werden. Grosse Biegespannungen und die damit verbundenen Durchbiegungen treten am freien Rand einer Schale auf, z. B. entlang der Krone einer Bogenmauer. Die steife Ausbildung der Krone ist demzufolge das beste Mittel um die dynamischen Eigenschaften einer Bogenmauer zu verbessern. Im Falle des Ghir Projektes konnte eine weitere Verbesserung des Erdbebenverhaltens dadurch erzielt werden, dass die Hochwasserentlastung im zentralen Bereich der Mauerkrone derart angeordnet

Earthquake design of dam

The Ghir arch-gravity dam is located in the Zagros seismotectonic region in the southwest of Iran. This is an area of very high seismicity. In 1972, a powerful earthquake of magnitude 6.9 destroyed the town of Ghir which was rebuilt after the earthquake some 3 km away from the old site. The epicentral distance to the dam site was about 22 km.

For the seismic design of dams two seismic levels are used, i.e. (ICOLD 1989):

The question remains: which dam type is most suited to resist strong earthquakes and what is its shape? As mentioned earlier there are factors other than the local conditions which govern the earthquake safety of a concrete dam. The guiding principles that apply almost universally are:

- *Optimize dam shape in order to achieve symmetry of mode shapes;*
- *Avoid stress concentrations (sudden changes in stiffness, recesses with corners);*
- *Provide contraction joints with adequate interlocking;*
- *Provide well-prepared lift surfaces to maximize bond and tensile strength.*
- *Increase the crest width and provide fillets near the abutments to reduce high dynamic tensile stresses in the crest region; etc.*

High stiffness in the crest region (thick crest) of an arch dam is necessary to reduce the static deflections and at the same time it will increase the eigenfrequencies of the lowest modes of vibrations. It is well known from shell theory that a strong shell can be achieved when the applied loads are carried by membrane action and not in bending. Large bending stresses and corresponding deflections occur along the free boundary of a shell, i.e. along the crest in an arch dam.

3



wird, dass möglichst symmetrische Eigenschwingungsformen resultieren (Lotfi et al., 1996). Dabei spielt natürlich die Form des Talquerschnitts ebenfalls eine wichtige Rolle. Dieses rein qualitative Ziel konnte erreicht werden und die Grundvoraussetzung für ein gutes Erdbebenverhalten ist damit gegeben.

Für die Erdbebenbemessung von Talsperren, und der sicherheitsrelevanten Komponenten (Schützen der Hochwasserentlastung und des Grundablasses, etc.) werden die folgenden zwei Arten von Bemessungserdbeben verwendet (ICOLD, 1989):

- Operating Basis Earthquake (OBE) oder Betriebserdbeben: Der OBE Lastfall wird verwendet um die Erdbebenschäden zu begrenzen; das ist ein wichtiges Anliegen des Talsperrenbesitzers. Die Internationale Talsperrenkommission ICOLD (1989) hat für das OBE eine durchschnittliche Wiederkehrperiode von 145 Jahren vorgeschlagen. Die Ghir Mauer wurde für das OBE bemessen. Um den Nachweis zu erbringen, dass bei einer Staumauer keine Risse auftreten wird gefordert, dass die maximalen dynamischen Zugspannungen infolge des OBE unter der dynamischen Zugfestigkeit des Massenbetons liegen.
- Maximum Credible Earthquake (MCE) oder Sicherheitserdbeben: Eine Talsperre muss der maximal möglichen Bodenbewegung am Sperrenstandort widerstehen können. Die Stabilität der Mauer muss nachgewiesen werden und ein unkontrollierter Wasserverlust aus dem Stausee gilt als nicht zulässig. Hingegen dürfen erhebliche strukturelle Schäden in Kauf genommen werden. Nach einem Starkbeben muss der Stausee abgesenkt werden können. Im Falle der Ghir Staumauer wurde für die Bodenbewegung des MCE ein Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von > 2000 Jahren zugrunde gelegt.

Basierend auf einer seismischen Gefährdungsanalyse wurden die folgenden Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung ermittelt:

- horizontale Komponente: 0.26 g (OBE) und 0.52 g (MCE)
- vertikale Komponente: 0.17 g (OBE) und 0.40 g (MCE)

The stiffening of the crest is, therefore, the most efficient measure in changing the dynamic properties of a dam. In the case of Ghir a further improvement in the earthquake behaviour was achieved by placing the crest spillway in such a way that highly symmetrical mode shapes could be achieved (Lotfi et al., 1996).

For the seismic design of dams and safety-relevant components (spillway gates, bottom outlets, etc.) the following two types of design earthquake are used (ICOLD, 1989):

- *Operating Basis Earthquake (OBE): The OBE design is used to limit the earthquake damage to a dam project and, therefore, is mainly a concern of the dam owner. ICOLD (1989) has proposed an average return period of ca. 145 years for the OBE. Ghir dam has been designed for the OBE.*
- *Maximum Credible Earthquake (MCE): A dam must also be able to withstand the maximum credible ground motion at the dam site. The stability of the dam must be ensured and no uncontrolled release of water from the reservoir shall take place, although significant structural damage is accepted. In the case of significant earthquake damage, the reservoir may have to be*





4
Detail der Schubnocken in den vertikalen Blockfugen (Aufnahme von T. Dolder, November 2004)
Details of shear keys at vertical contraction joints (Photo courtesy T. Dolder, November 2004)

Alle obenerwähnten Erdbebenbemessungskonzepte wurden bei der Ghir Staumauer befolgt. Es wird deshalb ein günstiges Erdbebenverhalten erwartet. Die Staumauer sollte innerhalb eines Jahres fertiggestellt werden.

Bild 2 zeigt den Bauzustand der Ghir Bogengewichtsmauer Ende 2005 und **Bild 4** zeigt die Details der Schubverzahnung in den vertikalen Blockfugen.

Ausblick

Heutzutage ist die Erdbebeneinwirkung der massgebende Lastfall für die meisten grossen Talsperren. Für den Talsperreningenieur sind die Ermittlung und Beurteilung der seismischen Gefährdung sowie die Erdbebenbemessung einer Sperre zusammen mit den wichtigsten Nebenbauwerken zur Kernkompetenz geworden.. Dies trifft oft für die meisten Talsperrenprojekte im Ausland zu. Wir können sogar fast behaupten, dass wenn die Erdbebensicherheit einer Staumauer gewährleistet ist, die Mauer auch in Bezug auf andere äussere Belastungen und Einwirkungen sicher ist, vorausgesetzt dass die Fundation richtig behandelt wurde und der Damm das maximale Hochwasser problemlos ableiten kann.

Zurzeit sind wir an einigen der weltweit grössten Staumauerprojekten beteiligt. Erwähnt seien die 250 m hohe Deriner Bogenmauer in der Türkei (im Bau), die 315 m hohe Bakhtyari Bogenmauer in Iran (in Planung), die 288 m hohe Dibang Schwergewichtsmauer im Nordosten von Indien (in der Planungsphase), und die 175 m hohe Nam Theun 1 RCC Bogengewichtsmauer in Laos (in Planung).. Bei der Mehrzahl dieser geplanten Talsperrenprojekte handelt es sich um äusserst anspruchsvolle Objekte, das heisst schwierige Untergrundverhältnisse, hohe Seismizität, sehr grosse Hochwasserabflüsse. Zudem sind einige Objekte sehr abgelegen. Schweizer Ingenieure und Fachleute sind aktiv an der Realisierung und der Lösung von Spezialproblemen beteiligt.

lowered after the MCE. In the case of the Ghir dam, the MCE ground motion has been determined statistically using an event with a return period of 2000 years.

Based on a site-specific seismic hazard study, the peak values of the ground acceleration have been estimated as follows:

- *Horizontal component: 0.26 g (OBE) and 0.52 g (MCE)*
- *Vertical component: 0.17 g (OBE) and 0.40 g (MCE)*

The different seismic design concepts have been incorporated in the final design of the dam, which will be completed shortly.

***figure 2** shows the dam under construction and **figure 4** shows details of the shear keys provided along the vertical contraction joints between different blocks.*

Outlook

Today, earthquake is the governing load case for most large dams. Therefore, for dam designers seismic hazard assessment and the seismic design of dams have become core competences for dam engineers. This is particularly true for most dam projects abroad. We may even say that when the seismic safety of a dam is satisfactory the dam is also safe for the other types of actions, provided the foundation is safe and that the dam can safely release the maximum flood water.

We are involved in a number of other large concrete dam projects such as the 250 m high Deriner arch dam in Turkey (under construction), the 315 m high Bakhtyari arch dam in Iran (in design stage), the 288 m high Dibang gravity dam in the Northeast of India (in design stage), the 175 m high Nam Theun 1 RCC arch-gravity dam in Laos (in design stage), etc. There are a number of very large dams in the pipeline, most of them at difficult sites, where Swiss consultants are participating actively in the project implementation and the solution of special problems.

Referenzen / References

[1] ICOLD (1989): Selecting Seismic Parameters for Large Dams, Guidelines, Bulletin 72, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris

[2] Lotfi, V., Khoshrang, G., Malla, S. and Wieland, M. (1995). Seismic Analysis and Earthquake-Resistant Design of Arch-Gravity Dam. Proc. 2nd Int. Conf. on Seismology and Earthq. Engng. (SEE-2), Tehran, Iran, May 15-17, 1995.

[3] Wieland, M. (2003). Seismic Aspects of Dams, General Report, Q.83 Seismic Aspects of Dams, 21st Int. Congress on Large Dams, ICOLD, Montreal, Canada, June 2003.

[4] Wieland, M. (2005). Review of seismic design criteria of large concrete and embankment dams, Proc. Workshop on Seismic Aspects of Dams, Paper No. 012-W4, 73rd Annual Meeting of ICOLD, Tehran, May 1-6, 2005

Autor / Author

Dr. Martin Wieland
Electrowatt-Ekono Ltd.
(Jaakko Pöyry Group)
Hardturmstrasse 161,
Zurich, Switzerland
martin.wieland@ewe.ch

Biographie

Biographie

Biography

Luis Câncio, Pietro Brenni



1
Heinz Isler
Heinz Isler

Die Verleihung der Freyssinet Medaille für herausragende Beiträge auf dem Gebiet der konstruktiven Betonbauweise im Rahmen des *fib*-Kongresses in Neapel 2006, war Anlass zur Verfassung des folgenden Beitrages.

Die Arbeit von Heinz Isler ist Teil der Erbschaft der grossen Schweizer Konstrukteure wie Grubenmann, Köchlin, Ammann und Maillart und knüpft an die Arbeiten von Poleni, Hübsch und Gaudí an. Wie diese betrachtet er eine Tragstruktur als eine Ganzheit bezüglich der wissenschaftlichen, sozialen und symbolischen Komponenten. Die Lösungen, die er in der Vereinigung dieser Komponenten sucht, führen ihn zu innovativen Wegen, vor denen er sich nicht scheut. Wie die alten Baumeister, Spezialisten und Generalisten zugleich, übernimmt Isler bei seinen Bauaufgaben den Entwurf, die Formfindung, die Modellversuche, die Statik, die Konstruktion, die Festlegung des Herstellvorgangs, die Bauüberwachung sowie die langfristige Kontrolle des Gebrauchzustands, insbesondere der Formkonstanz.
Isler wurde am 26. Juli 1926 in Zollikon bei Zürich geboren. Seit seiner Jugend entwickelte er ein sehr inniges und direktes Verhältnis zur Natur. Aus seinen Naturbeobachtungen, deren Eindrücke er bereits in der Gymnasialzeit mit Zeichnungen und Aquarellen festhielt, schloss Isler, dass physikalische Gesetzmässigkeiten die Formenwelt mitbestimmen. Später, als Student und Assistent von Professor Pierre Lardy am Lehrstuhl für Massivbau und Statik der ETH Zürich, lernte er, dass die ganzheitlich betrachtete Bauwerksform und das Tragverhalten eng verknüpft sind und welche entscheidenden Informationen aus physikalischen Tragwerksmodellen entnommen werden können.
Darüber hinaus lernte Isler bei Lardy, dass bei der Errichtung jedes Tragwerks der künstlerischen Vollendung – dem venustas des Vitruvius – gebührende Beachtung geschenkt werden muss. Lardy, so Isler, hat seine Studenten darauf hingewiesen, (a) dass wir in uns einen Sinn für Aesthetik haben, (b) dass wir die Möglichkeit haben, diese Gabe einzusetzen, (c) dass wir das Recht haben, unsere Meinung zu äussern und (d) dass wir sie in unseren Projekten erkennen und ausdrücken können. Die Studenten zu ermutigen, den inneren Impuls der Kunsterzeugung wahrzunehmen und bei den Projekten anzuwenden war, nach Islers Meinung, Lardys unschätzbar bedeutsamer und einzigartiger Beitrag.
Angezogen durch deren Effizienz, Transparenz und Einheitlichkeit, begann Isler nach seiner Ingenieurausbildung Schalen aus Stahlbeton zu entwerfen. Seine Unzufriedenheit bezüglich der ästhetischen und technischen Qualitäten der nach regelmässigen Kurven geformten Schalen sowie die Erkenntnis, dass die technische Ausbildung in Mathematik nicht direkt die Fähigkeit zum Studieren neuer Formen vermittelt, führten dazu, dass er sich der Erforschung neuer Schalenformen widmete, die sich nicht den Zwängen unserer analytischen Sprache unterordnen lassen.

The Award of the Freyssinet Medal for outstanding technical contributions in the field of structural concrete at the fib-Congress Naples 2006 has inspired the following contribution.

The work of Heinz Isler is part of the legacy of the great Swiss engineers like Grubenmann, Köchlin, Ammann and Maillart and establishes a link to the works of Poleni, Hübsch and Gaudí. Like them he regards a construction as a whole in regard to its scientific, social and symbolic components. The solutions he seeks for synthesizing these components lead him to innovative design methods. Like the old master builders, specialists and generalists in one, he is responsible for the conceptual design, form-finding process, model tests, structural analysis, detailing, construction procedure, site supervision and long-term monitoring of the serviceability state, especially in regard to the geometrical invariance.
Isler was born on the 26th July 1926 in Zollikon near Zurich. From his youth he developed a very inner and close relationship to nature. Already in his high school days, he preserved his impressions of the natural landscape with drawings and watercolour paintings. From his early observations, Isler noted how physical laws determine the natural forms. Later, as a student and assistant of Professor Pierre Lardy, who occupied the Chair of Structures and Statics at the ETH Zurich, he learnt how structural form and structural behaviour are closely connected and what important information can be obtained from structural models.

Bereits in den Fünfzigerjahren entwickelte Isler durch experimentelle Tätigkeit seine wesentlichen Formfindungsmethoden. Die physikalische Modellierung erlaubt es, Erscheinungsbilder unter bestimmten Bedingungen durch Analogien zu erzeugen. Der experimentelle Erkenntnisprozess durchläuft verschiedene Entwicklungsstufen, beginnend bei der qualitativen Erläuterung von Phänomenen und deren Zusammenhang, über deren quantitative Messung bis hin zu deren Formalisierung. Es handelt sich um einen Prozess, der sich lediglich in Verbindung mit der produktiv-schöpferischen Funktion des menschlichen Bewusstseins erfassen lässt.

Die experimentell erhaltenen Formen materialisiert Isler mit Gips, Kunzharz, Beton, Kunststoff, Eis und Lehm. Allen diesen Materialien ist die Eigenschaft gemein, formbar zu sein. Der anfänglich flüssige Zustand erlaubt es diesen Materialien, beliebige Formen anzunehmen. Danach erfahren sie einen physikalischen oder chemischen Erhärtungsprozess, durch den ein monolithischer Körper entsteht, der Steifigkeit besitzt und somit trag- und funktionsfähig ist. Die Anknüpfung an das aristotelische Denken – die Ursache der Materie ist die Form, durch welche sie ein «Was» ist – ist unverkennbar und bezeichnend für Islers Denk- und Arbeitsweise.

Im Herbst 1959 stellte Isler seine drei Formfindungsmethoden anlässlich des ersten Kongress der «International Association for Shell Structures» in Madrid dem Fachpublikum anhand eines kurzen Vortrages mit dem Titel «New Shapes for Shells» vor: (1) die aufgeblasene Membran für Buckelschalen, (2) die hängenden Tücher, die versteift und umgekehrt Schalendächer mit freien Rändern darstellen, und (3) die Hügelform, die später durch die Fliessform ersetzt worden ist. Der Vortrag umfasste eine Seite Text, neun Abbildungen und auf einer ganzen Seite neununddreissig mögliche «freie» Schalenformen – die vierzigste Form war durch ein «etc.» ersetzt worden.

Under Lardy, he learnt that any man-made construction must also arise from an artistic intention – the Vitruvian venustas. Lardy, so Isler, reminded the engineering students, (a) that we have in us a feel for aesthetics, (b) that we have the right to use it, (c) that we are allowed to give our opinion and (d) that we can find and express it in our projects. Encouraging his students to discover and apply aesthetics as an inner force was, in his opinion, Lardy's invaluably great and unique contribution.

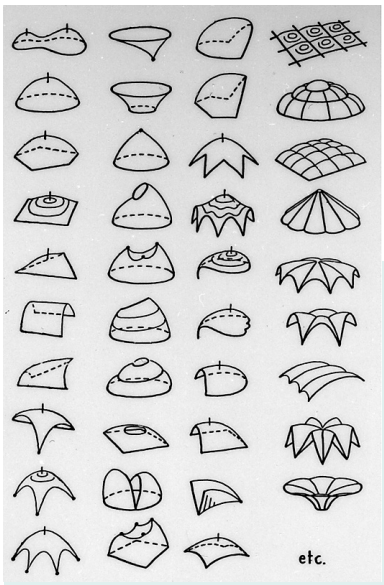
After his engineering studies and stimulated by their efficiency, transparency and wholeness, Isler began to design reinforced concrete shell structures. Dissatisfied with the aesthetic and technical qualities of shell structures following regular geometries and aware of the fact that a formal education in mathematics does not automatically enable one to study new forms – the opposite probably applies – Isler felt drifted to study shell forms that are not restrained to our analytical language.

He soon realized that the forms he searched for could only be obtained by means of structural models. Physical modelling allows one to produce occurrences under certain conditions by means of analogies. The experimental process undergoes different stages, starting with the qualitative explanation of phenomena and their relationships, through their quantitative measurement up to their formalisation. This process obviously requires the application of both the productive and the creative functions of the human mind.

The resulting experimental forms were materialised with plaster, epoxy resin, concrete, plastic, ice and clay. All these materials have the common property of being formable. The initial fluid state allows them to be worked into any shape; afterwards they undergo a physical or chemical hardening process by means of which a monolithic body with stiffness, a basic requisite of human housing, is created. This Aristotelian way of interpreting and dealing with form – the origin of matter is form, through which it becomes «something» – is a distinctive and unmistakeable feature of Isler's way of thinking and working.

In autumn 1959 Isler presented his three form-finding methods at the first congress of the «International Association for Shell Structures» in Madrid in a short lecture entitled «New Shapes for Shells»: (1) the inflated membrane for bubble shells, (2) the hanging cloth, that defines shell roofs with free boundaries once stiffened and inversed and (3) the freely shaped hill, later «replaced» by the flow method. The paper covered one page of text, nine figures and one full page with thirty nine possible «free» shell forms – the fortieth form being replaced by an «etc.».

The discussions with Torroja, Esquillian and Arup generated by the lecture concerned the following three axioms: (a) new forms are developed from simple models, (b) the resulting geometries can be constructed economically and (c) the forms are designed independently of the architecture. If generalized, these ideals repre-



2
39 natürliche Hügelformen mit verschiedenen Randkurven
Thirty nine possible «free» shell forms



3 Fabrikationshalle Kilcher, Recherswil Fabrik
Wide-Span Kilcher factory, Recherswil



4 Chamonix, Sport- und Schulzentrum
Chamonix, Sport hall and School

Die durch die Präsentation ausgelösten Diskussionen mit Torroja, Esquillian und Arup bezogen sich auf die folgenden drei Axiome: (a) neue Formen entwickeln sich aus einfachen Modellen, (b) die daraus entstehenden Geometrien können wirtschaftlich gebaut werden, und (c) die Formen werden unabhängig von der Architektur entworfen. Obwohl diese Wertvorstellungen in verallgemeinerter Form anerkannt werden, finden sie kaum den Eingang in die moderne Ingenieurausbildung und -tätigkeit. Dieser Sachverhalt ist gerade in den heutigen Wettbewerben des Brückenbaus unverkennbar.

Islers Formfindungsmethoden entspringen alle dem oben erwähnten Streben, Schalentragwerke mit «freier» Geometrie zu entwerfen. Deren Ursprung ist vor allem in der scharfsinnigen Beobachtung des phänomenologischen Geschehens in unserer alltäglichen Umwelt zu finden. Mit der Hänge- und der pneumatischen Membranform lassen sich mechanische Analogien zum Ausführungsobjekt direkt herstellen, da die Gravitationskraft bzw. ihre Nachbildung durch Überdruck formerzeugend wirken. Die Fliessform hingegen unterliegt mechanischen Gesetzen, die sich nicht analog in die Statik der Tragwerke



5 Grötzingen bei Stuttgart, Überdachung eines Naturtheaters
Grötzingen near Stuttgart, Open Air Theater Roof

sent a synthesis of what the structural engineer ought to be and what society justly expects from him. Today's most significant international bridge competitions are enough for illustrating how badly these notions must be brought to the attention of the engineering community.

Isler's form-finding methods arise all from the above mentioned aspiration to design shell structures with a «free» geometry. Its origin is to be found in the acute observation of the phenomenological occurrences of our day-to-day life. There are direct analogies between the inflated membrane and the suspended cloth and the object to be built, since the forms are created, respectively, by pressure that reproduces gravity or by gravity itself. The flow method however is produced by mechanical forces that have no direct relation to gravity. The utility of this method – many shell structures have been realised with the flow method – is to be found more in the artistic sense and the structural intuition of a master builder than in pure rational thinking. Peter Rice referred to this as the «traces de la main».

Isler developed the modelling technique to a high degree of perfection that allows the experimentally settled form to be fixed with high accuracy. The coordinates of arbitrary sections, points or curves are measured on the model itself with spacing and subdivisions in parallel or radial systems previously agreed with the contractor using very sensitive and accurate mechanical instruments. The scaffolding arches of the discretely treated surface are then drawn on a larger scale. Inevitable errors are thereby immediately detected and corrected in a simple and safe way.

Isler first tried to find an organic

übertragen lassen. Dass mit dieser Methode dennoch zahlreiche Schalen ausgeführt worden sind, ist mehr in den künstlerisch geprägten Gefühlen und der statischen Intuition eines Baumeisters – das, was Peter Rice mit «traces de la main» bezeichnet hat – als in einem rein rational anerzogenen Denken zu finden.
Andererseits entwickelte Isler die Modelltechnik bis zu einem hohen Perfektionsgrad, welcher es erlaubt, die experimentell ermittelte Form mit grösster Genauigkeit für die Ausführung festzulegen. Am Modell werden die Koordinaten beliebiger Schnitte, Punkte oder Kurven in vorher mit dem Bauunternehmer abgesprochenen Abständen und Teilungen in Parallel- oder Radialsysteme mit sehr empfindlichen und genauen mechanischen Instrumenten gemessen. Die Bögen der somit direkt erfassten Fläche, die der Erstellung der Schalungselemente dienen, werden anschliessend in einem vergrösserten Massstab gezeichnet. In der damit erhaltenen Schar von Kurven werden unvermeidbare Fehler sofort erkannt und auf einfache und sichere Weise korrigiert.
Bei einem 1954 erhaltenen Auftrag, eine zylindrische Schale mit abgerundeten Ecken zu entwerfen, versuchte Isler erstmals, eine gesamthaft organisch gekrümmte Form zu finden. Die Antwort auf diese Formfindungsaufgabe fand Isler in der doppeltgekrümmten Form eines rechteckförmigen Kopfkissens. Im Modell lässt sich die Kissenform mit der Seifenblasenanalogie – eine von Frei Otto bevorzugte Methode – oder mit der Kissenmethode reproduzieren. Die Kissenmethode erlaubt eine eindeutige Geometriereproduktion und stellt im Hinblick auf eine praktische Anwendung die geeignetste Methode dar. Der Versuchsbau besteht aus einer mit der gewünschten Grundrissform fest eingespannten Gummimembran, welche durch die Erzeugung eines Druckunterschiedes auf eine gewünschte Höhe aufgewölbt



6
Sicli, Genf
Fabrikhalle
Sicli factory, Geneva

shape in a project that he was commissioned with in 1954 for designing a cylindrical shell with rounded corners. The solution to this form-finding exercise was found in the double-curved shape of his rectangular pillow. In the model the pillow can be reproduced by means of a soap bubble – a method largely used by Frei Otto in his form studies – or by an inflated membrane. Isler developed the later technique mainly because of practical reasons. The experimental set-up consists of a rubber membrane fixed in a frame with the given contour which is blown up to the desired height by overpressure. The obtained geometry can be fixed with epoxy resin or plaster and utilized for further model studies. The tensioned membrane and the compressed shell are subjected to the same stress fields – the pressure load and the gravity load being almost the reversed image of each other – as long as the boundary conditions of the membrane provided by the rigid frames are reproduced by edge beams.
In early summer 1955 at a building site Isler observed jute cloth that had be soaked by rain overnight and which hung over a quadratic reinforcing mesh. Such a gravitational form represents in physics the minimum of the potential energy of the system. For modelling purposes the cloth or canvas can be hung in this way with the desired plan outline and the desired supports. Since the stiffness of a fabric is a function of the loading angle, the direction of the fibres of the membrane represents an interesting form-finding parameter in relation to the supports. If the cloth is soaked with a stiffening fluid like freezing water or resin, the form becomes stiff. By turning the body upside down, one obtains the analogous com-



7
Solothurn,
Tennishalle
Brühl
Solothurn, Tennis hall Brühl

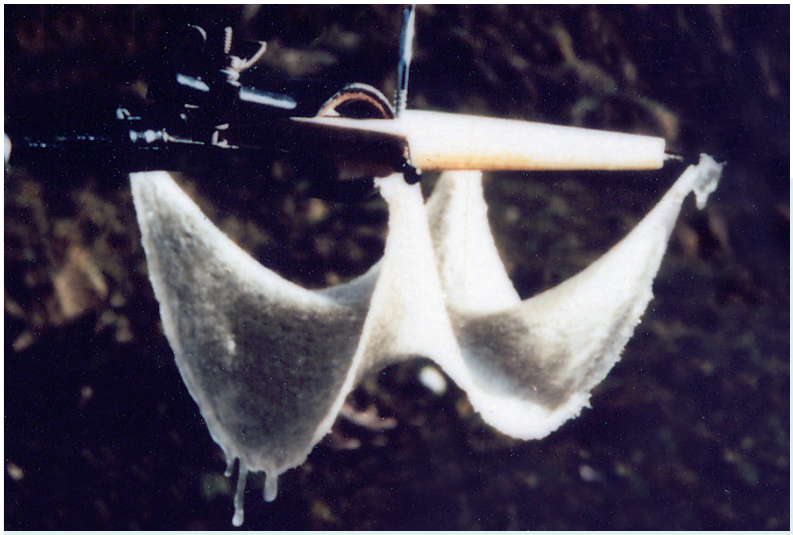
wird. Die somit entstandene Geometrie lässt sich mit Kunstharz oder Gips abnehmen und für weitere Modellarbeiten festlegen.
Falls eine auf Zug arbeitende Membran Faltenfreiheit aufweist, so entsteht unter Beibehaltung der Geometrie und bei Umkehrung des Lastangriffes eine rein druckbeanspruchte Schale, bei welcher das analoge Membranspannungsbild herrscht. Die Aufrechterhaltung dieses Spannungszustandes am Ausführungsobjekt erfolgt durch die Auflagerung der Schale auf Randträger, so dass die analoge Abfangung der im Modell durch den starren Rahmen aufgenommenen Auflagerkräfte erfolgen kann.
Im Frühsommer 1955 beobachtete Isler auf einer Baustelle ein vom nächtlichen Regen durchnässtes Jutegewebe, das über einem quadratischen Bewehrungsnetz durchhängend lag. Eine solche Gravitationsform stellt sich in physikalischer Hinsicht dem Minimum der gesamten potentiellen Energie entsprechend ein. Für die Modellierung lässt sich ein Tuch oder Gewebe dem gewünschten Grundriss und der gewünschten Auflagerung entsprechend aufhängen. Da die Steifigkeit eines Gewebes eine Funktion des Beanspruchungswinkels ist, stellt die Fadenrichtung der Membran in Bezug auf die Auflager einen interessanten Formbildungsparameter dar. Wird das Tuch mit einer sich erhärtenden Flüssigkeit wie gefrierendes Wasser oder Kunststoff getränkt, so versteift die Form. Bei Umkehrung des somit gebildeten Körpers erhält man die analoge Druckmembran, welche bei einer Punktauflagerung freie Ränder aufweist und die volle Leistungsfähigkeit einer Membranschale auch visuell zum Ausdruck bringt.
Der Ursprung der Formbestimmung nach der Fliessmethode ist auf eine Beobachtung in einer Fabrik zurückzuführen. Isler entdeckte eine Hügelform als er Polyurethanschaum aus einem quadratischen Rohr herausquellen sah, der am Ende der Reaktion erstarrte. Aufgrund der sich zwischen dem Schaum und der Rohrwand bildenden Reibung entstehen im Querschnitt unterschiedliche Austrittsgeschwindigkeiten. Die dadurch sich bildenden harmonisch gekrümmten Flächen mit klar definierter Grundrissgeometrie wurden von Isler experimentell erzeugt und zur Ermittlung von Schalenformen verwendet.
Die Fliessmethode hat keine direkte Übereinstimmung mit dem Verhalten einer Membran. Die stetig gekrümmte Oberfläche gewährleistet jedoch die erforderliche Effizienz unter Dauerbelastung. Für kleine und mittlere Spannweiten ist die somit erhaltene Form durchaus genügend, da die normgeregelten minimalen Wandstärken ohnehin zu grossen Biegesteifigkeiten und sehr geringen Spannungen führen. Allerdings erfordert die Fliessform mehrere Korrekturen bis hin zur Herstellung. Insbesondere ergeben sich grosse Abweichungen im Bereich der Punktlagerung, wo die Neigung der resultierenden Kraft weit herausragende Abstützungen erfordert, welche das Modell nicht imstande ist nachzubilden. Bei beschränktem Grundriss lässt sich diese Resultierende durch

pression membrane which, if point-supported, exhibits free boundaries, thereby giving visually expression to the tremendous performance of a membrane shell. The origin of form-finding using the flow method goes back to an observation in a factory. Isler discovered the hump form when he saw polyurethane foam ooze out of a quadratic tube that hardened at the end of the reaction. The homogenous curvature was created by the different flow velocities over the cross section due to the friction generated between the foam and the wall of the tube. The experimental reproduction of this phenomenon allowed Isler to design numerous shells over a desired geometry.
The flow method has no direct analogy with membrane behaviour. The smoothly curved surface simply ensures the necessary structural efficiency under permanent loads. For small and medium spans this is absolutely acceptable, especially because of the relatively large thicknesses imposed by code rules that lead to high bending stiffness and very low stresses. However the geometry obtained requires many corrections before it can be reproduced. In particular,



8
Düdingen, Tennishalle
Düdingen, Tennis hall

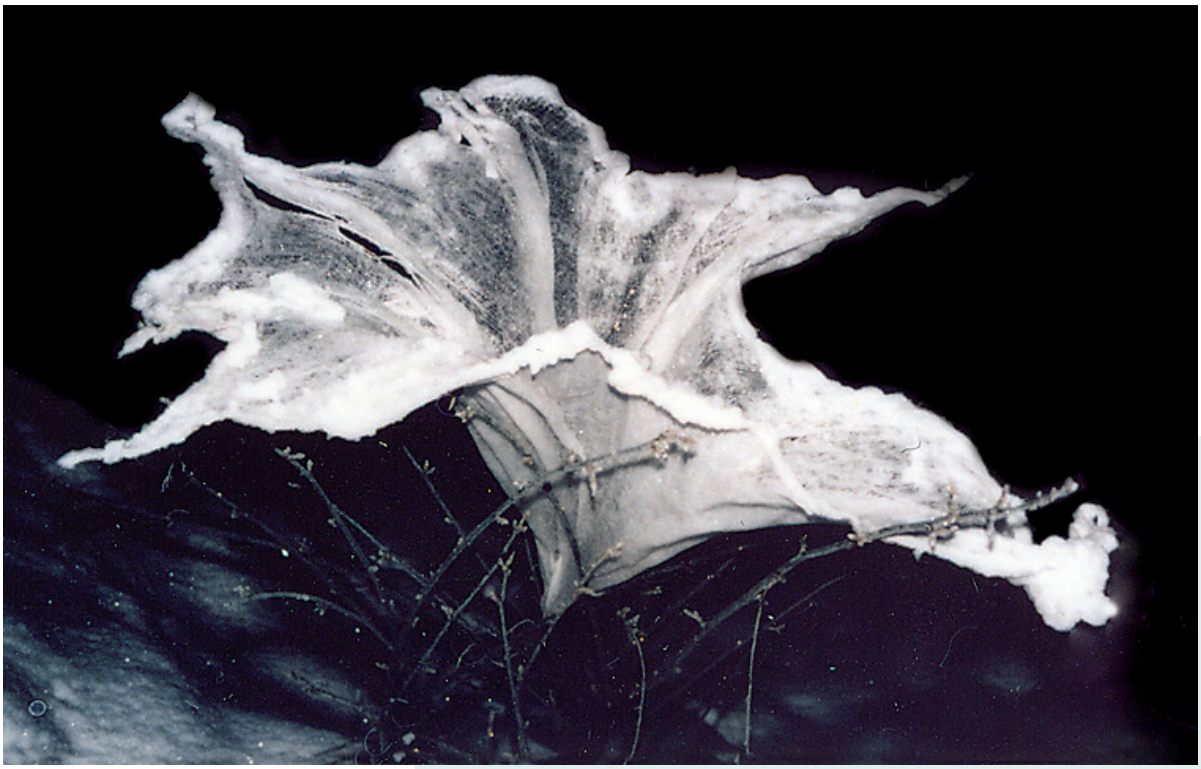
konstruktive Massnahmen, beispielsweise mit Hilfe von Vorspanngliedern, in die Senkrechte umlenken.
In den Sechzigerjahren entstanden hunderte von Buckelschalen für die Überdachung industrieller Anlagen. Die Buckelschalen – ebenso wie die Zeiss-Dywidag Schalen zuvor – erfordern jedoch den Einsatz von Randträgern, die ihre Schlankheit verbergen. Isler erkannte das formelle Potential der randträgerlosen Schale als er in den frühen Sechzigerjahren eine Aufnahme von Candelas Schale in Xochimilcho sah. Im Anschluss strebte er danach, die dünne Schale von jeglichen wesensfremden Elementen zu befreien, um eine Konstruktion elementarer Einfachheit zu schaffen, die als solche auch visuell erkennbar ist. Ebenso wie die Natur, strebte er danach, mit geringstem Aufwand eine möglichst grosse Wirkung zu erzielen.
In den Sechziger- und Siebzigerjahren hat Isler zahlreiche Schalen entworfen, bei denen ihre Schlankheit und Leichtigkeit zum Ausdruck kommen, so beispielsweise die Fabrikationshalle Kilcher bei Solothurn, die beiden dreipunktgestützten Schalen der Tankstellenüberdachung bei Deitingen, die siebenpunktgestützte Schale Sicli, die Gartencenter bei Paris, das Naturtheater in Grötzingen bei Stuttgart oder die dem Ballflug angepassten Tennishallen. Stabilitätsprobleme am Rand der Schale, welche die Modelle nicht imstande sind nachzubilden, wurden entweder durch überhängende Randschalen gelöst – wie bei der Markthalle von Torroja in Algeciras – oder, auf raffiniertere Weise, durch eine örtliche Reduktion des Krümmungsradius.
In kalten Winternächten wurden im Garten seines Hauses in Zuzwil bei Bern durch Eigengewicht, Wind und Vorspannung geformte Netze mit Wasser besprüht. Es entstanden selbsttragende dünne Eisschalen, bei denen selbst der spätere Schmelzvorgang – die Metamorphose der Materie – über-



9
Vierpunktgestütztes Gewebe in Polyester getaucht
Four point supported nets immersed in polyester

there are large deviations in the region of the supports, where the slope of the resultant force requires extended supports which the model is not capable of reproducing. If the plan outline is limited, this resultant can be deviated into the vertical direction by means of constructional measures, for example with the aid of prestressing. Hundreds of these membrane shells were built for industrial roofing in the 1960's. Like the Zeiss-Dywidag shells before them, these shells had edge ribs that concealed their thinness. Isler immediately recognized the expressive potential of the thin concrete shell without edge ribs when confronted with a picture of Candela's Xochimilcho shell in the early 1960's. After that he strived to liberate the curved thin surface from any alien elements in order to obtain a construction of the most elementary simplicity. Like nature, he aimed at achieving more with less.

In the 1960's and 1970's Isler designed numerous shells that gave visual expression to their thinness and lightness, for example the wide-span Kilcher factory building near Solothurn, the pair of three-point supported shells of the roof of a petrol filling station at Deitingen, the seven-point supported shell Sicli, the garden centre in Paris, the open-air theatre in Grötzingen near Stuttgart or the indoor tennis courts shaped like the flight of a tennis ball. Stability problems at the edge of the shell, which cannot be observed in the tension models, were solved either by adding overhanging edge shells – like Torroja did in Algeciras – or, in a more subtle way, by a local reduction of the radius of curvature.
On cold winter nights in the garden of his house in Zuzwil near Berne he sprayed nets formed by self-weight, wind or prestressing with water. He thereby obtained self-supporting thin ice shells of spectacular effect. Even the later melting process of these ice shells – the metamorphosis of matter –



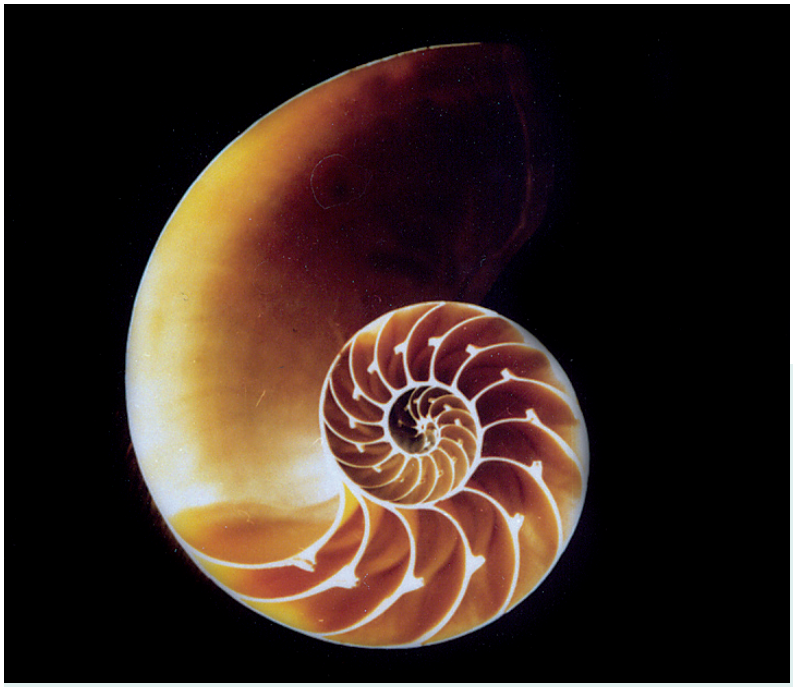
10
Eisexperimente nach und mit der Natur
Ice experiments inspired from and with the Nature

raschende Erkenntnisse bringt. Viele dieser Eiszelte und -ballone folgten nicht den Gesetzmässigkeiten der strukturellen Effizienz und müssen als Ausdruck eines echten künstlerischen Gestaltungswillens verstanden werden. Islers Eiskunst, wie auch sein weiteres Werk, sind Ausdruck des inneren Impulses der Schöpfung und der Leidenschaft, zum besseren Verständnis des natürlichen Geschehens beizutragen.
Islers Werk fand eine weite Beachtung unter den Ingenieuren. Er erhielt mehrere Preise und Auszeichnungen, worunter auch den Titel Doktor ehrenhalber der ETH Zürich. Er lehrte an Universitäten wie Darmstadt, Karlsruhe, Berlin und Princeton. Die Universitäten von Stuttgart und Princeton organisierten Wanderausstellungen, die von zahlreichen Studenten, Ingenieuren und Architekten besucht worden sind. Insbesondere Professor Billington's Publikationen über Baukunst machten Islers Schalen und die treibenden Kräfte dahinter einer umfangreichen Leserschaft zugänglich.

gave unexpected insights. Many of these ice tents and balloons did not follow the laws of structural efficiency; instead, they expressed a purely artistic intention. Isler's ice artwork derives from his passion to express the inner impulse of creation and thus contribute to a better understanding of natural phenomena.
Isler's work has been widely recognized by the engineering community. He received various prizes and distinctions, among them an honorary doctorate in engineering of the ETH Zurich. He lectured at various universities, including Darmstadt, Karlsruhe, Berlin and Princeton. The Universities of Princeton and Stuttgart organized travelling exhibitions aimed at students, practicing engineers and architects. Professor Billington's books on structural art, most particularly, made his concrete shells and the driving forces behind them accessible to a wider audience.

Islers Betonschalen gehen als bemerkenswerte Werke der Baukunst in die Geschichte ein. Ebenso wie die Schöpfungen der Natur verkörpern sie den lateinischen Leitsatz «simplex sigillium veri» – das Einfache ist das Siegel des Wahren. Sie zu verstehen bedarf der Erkenntnis, dass sie das unbefangene und wahrnehmbare Ergebnis eines einheitlichen und holistischen mentalen Prozesses verkörpern. Denn Isler betrachtet die Vitruvischen Kategorien Beständigkeit, Nützlichkeit und Ausdruckskraft nicht als unabhängige Entitäten, sondern lediglich als unterscheidbare Eigenschaften einer baukünstlerischen Form.
Dieser Ansatz setzt voraus, dass Form bezüglich ihres Ursprungs, Wesens und Umfangs und im Verhältnis zu Wissenschaft und Kunst, Natur und Geist, Raum und Zeit gedeutet und verstanden wird. Die Anerkennung seines Schaffens bedeutet, mehr als nur seine grossartigen Schalen zu bewundern und bekannt zu machen, Islers Ideale im weitumfassenden Sinn zu verstehen, sie unseren Studenten zu vermitteln und sie in unsere bebaute Umwelt einfliessen zu lassen.

Isler's concrete shells stand out as remarkable examples of structural art. Like nature's constructions, they epitomize the Latin maxim «simplex sigillium veri» – simplicity is the seal of truth. Understanding them in their full extension requires regarding them as the natural and perceptible outcome of a coherent and holistic mental process. For Isler regards the Vitruvian categories firmness, utility and expressiveness not as independent entities, but as distinguishable qualities of substance, i.e. form. This approach presupposes understanding form according to its origin, essence, features and scope, in relation to science and art, nature and mind, space and time. The true tribute to his work, more than to admire and divulge his magnificent shell structures, is to understand his ideals, pass them on to our engineering students and apply them to the built environment.



11
Nautilusschale, Beispiele aus der Natur
Nautilus shell, examples inspired from the Nature

Referenze / References

[1] Billington, D. P., The Art of Structural Design: A Swiss Legacy, Princeton University Art Museum, Yale University Press, New Haven and London, 2003, 211 pp.
[2] Câncio Martins, L., Morphologie der gekrümmten Flächentragwerke, IBK Bericht Nr. 218, Birkäuser Verlag, Basel, Boston, Berlin, Mai 1996, 189 pp.
[3] Chilton, J., Heinz Isler, The Engineer's Contribution to Contemporary Architecture, Thomas Telford Publishing, 2000, 170 pp.
[4] Isler, H., «New Shapes for Shells», Bulletin of the International Association for Shell Structures, no. 7, 1961
[5] Isler, H., «Zur Korrelation von Formgebung und Stabilität bei dünnen Schalentragwerken», 2. Internationales Symposium, Weitgespannte Flächentragwerke, 14.-18. Mai 1979, Stuttgart, 2. Berichtsheft, Universität Stuttgart, pp. 175-194
[6] Isler, H., «Moderner Schalenbau», Zum Werk von Felix Candela: die Kunst der leichten Schalen, Arcus, Architektur and Wissenschaft, 18, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln, 1992, pp. 50-66
[7] Ramm, E.; Schunck, E. (Hrsg.), Heinz Isler Schalen, Katalog zur Ausstellung, 3., ergänzte Auflage, vdf Hochschulverlag, Zürich, 2002, 112 pp.

Autoren / Authors

Dr. sc. techn. Pietro Brenni
BBR VT International Ltd
Bahnstrasse 23
8603 Schwerzenbach
bbr@bbrnetwork.com

Dr. sc. techn. Luis Câncio Martins
troïs engineering Ltd
Grafenauweg 4
6330 Zug
trois@troisengineering.ch

Sponsoren / Sponsors / Sponsors

SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
FBH Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau
FEB Fachgruppe für die Erhaltung von Bauwerken
www.sia.ch

SBV Schweizerischer Baumeisterverband
www.baumeister.ch

Cemsuisse, Association of the Swiss Cement Industry
www.cemsuisse.ch

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA
www.astra.admin.ch

IBK Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich
www.ibk.ethz.ch

EPFL Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
www.epfl.ch

VSV Verein Schweizerischer Vorspannfirmen

SUPSI University of Applied Sciences of Southern Switzerland	SUPSI Scuola Universitaria Professionale della Svizzera Italiana	**www.supsi.ch**
EIA-FR HTA-FR	Ecole d'Ingenieurs ed d'architectes de Fribourg	**www.hefr.ch**
BBR	BBR VT International Ltd	**www.bbrnetwork.com**
euroanker®	Euroanker AG	**www.euroanker.ch**
freyssinet	Freyssinet SA	**www.freyssinet.ch**
HILTI	HILTI Aktiengesellschaft	**www.hilti.com**
LOSINGER	Losinger Construction AG	**www.losinger.ch**
mageba Switzerland www.mageba.ch	Mageba SA	**www.mageba.ch**



SIKA Schweiz AG **www.sika.ch**



Sorotec SA



Spannstahl AG **www.spannstahl.ch**



Stahlton AVT AG **www.stahlton.ch**



VSL (Schweiz) AG **www.vsl-intl.com**