

## **Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden**

**Câbles de précontrainte, haubans et tirants d'ancrage –  
Description des systèmes et leçons tirées  
des dégâts dus à la corrosion**

**Prestressing tendons, stay cables and ground anchors –  
Description of the systems and lessons learnt  
from corrosion damages**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg  
F. Hunkeler, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH/SIA**

**Peter Matt, Ingenieur-Beratung, Ittigen  
P. Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA**

**Dr. Vollenweider AG, Zürich  
U. von Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA**

**EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf  
R. Werner, Schadenexperte Korrosion**

**Forschungsauftrag AGB2000/470 auf Antrag der  
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**



Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation

Bundesamt für Strassen

Forschungsauftrag AGB2000/470  
auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

## Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden

Câbles de précontrainte, haubans et tirants d'ancrage – Description des systèmes et leçons tirées des dégâts dus à la corrosion

Prestressing tendons, stay cables and ground anchors – Description of the systems and lessons learnt from corrosion damages

TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg  
F. Hunkeler, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH/SIA

Peter Matt, Ingenieur-Beratung, Ittigen  
P. Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA

Dr. Vollenweider AG, Zürich  
U. von Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA

EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf  
R. Werner, Schadenexperte Korrosion

August 2005



## Vorwort

Die Entwicklung der Vorspanntechnik revolutionierte den Brücken- und Hochbau. Die Anwendung der äusserst anpassungsfähigen Vorspanntechnik beim Brückenbau erlaubte Bauweisen und Spannweiten, die ohne diese technisch nicht machbar gewesen wären. Gleiches gilt für die Entwicklung der vorgespannten Boden- und Felsanker für mannigfaltige Anwendungen im Grundbau. Schon von Beginn an wurde auf einen guten Korrosionsschutz grossen Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass die für die Vorspannung verwendeten Spannstähle auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten in der Schweiz wie auch im Ausland Schäden auf. Mit den Schäden stiegen die Anforderungen an die Systeme und auch das Bedürfnis nach geeigneten Untersuchungstechniken.

Über Korrosionsschäden an Spanngliedern gibt es viele einzelne Informationen und Berichte, aber nur wenige zusammenfassende Darstellungen. Ein Grund hierfür mag sein, dass es bis anhin nur in wenigen Fällen zu einem katastrophalen Versagen von vorgespannten Tragwerken gekommen ist. Zudem konnten die Schäden meistens mit mehr oder weniger grossem Aufwand behoben werden.

Mit der Bearbeitung des Forschungsauftrages Nr. 86/95 des ASTRA wurde von der Forschungsstelle ein Anfang zur Aufarbeitung und Veröffentlichung ausgewählter Schadenfälle in der Schweiz gemacht. 1998 wurde der Bericht über das Projekt „Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern“ publiziert [Hunkeler 1998]. Da der Bericht über das erste Projekt vergriffen ist, wurden sämtliche damals gewonnenen Erkenntnisse in diesen zweiten Bericht integriert.

Mit dem zweiten Projekt wurde diese Arbeit fortgesetzt und erweitert. Zum einen wurde versucht, eine möglichst vollständige Dokumentation der in der Schweiz eingesetzten Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme zu erstellen und diese zu beschreiben. Die TFB hat es übernommen, diese Unterlagen für Interessierte zur Verfügung zu halten. Diese sind für Zustandserfassungen und -beurteilungen von grossem Nutzen. Zum anderen wurden verschiedene weitere Schadenfälle in der Schweiz analysiert. Neben den üblichen Spannsystemen konnten insbesondere auch die Probleme mit Schrägseil- und Ankersystemen genauer untersucht werden. Daneben wurde eine breite Literaturrecherche zu Schäden an Spanngliedern und Ankern im Ausland durchgeführt. Dafür waren die persönlichen Kontakte der Autoren zu den ausländischen Experten sehr wertvoll. Diese Erkenntnisse sind in diesem Bericht berücksichtigt. Sie ergänzen die schweizerischen Erfahrungen.

Durch die genaue Abklärung der Schadenursache bzw. des Schadenmechanismus bei Korrosionsschäden an Spannstählen konnten wertvolle Erfahrungen gesammelt und Gefährdungsbilder beschrieben werden. Diese Kenntnisse sollen auch helfen, Bauherren, Eigentümer und Ingenieure für die Problematik von Spannstahlschäden zu sensibilisieren.

Die Autoren danken Hanspeter Bänziger, Björn Mühlen und Dr. Heidi Ungricht (alle TFB Wildeggen) für die wertvolle Mitarbeit im Rahmen des gesamten Projektes. Der vorliegende Bericht wurde auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung im Rahmen des Forschungsauftrages AGB 2000/470 des Bundesamtes für Strassen ausgearbeitet. Die Begleitkommission B der Arbeitsgruppe Brückenforschung (Mitglieder: Paul Wüst, Jean-Pierre Joris und Dr. Fritz Hunkeler) unter der Leitung von Dr. Peter Schmalz begleitete die Arbeiten.

Wir laden alle Leserinnen und Leser ein, ihre eigenen Erfahrungen und Kenntnisse den Autoren zugänglich zu machen. Damit können der Kenntnisstand über Schäden an Spannstählen sukzessive vervollständigt, noch bestehende Lücken in diesem Bericht geschlossen und grössere Schäden oder katastrophales Versagen von Tragwerken vermieden werden.



## Inhaltsverzeichnis

	Vorwort	
	Zusammenfassung	1
	Résumé	4
	Summary	7
<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>10</b>
1.1	Zielsetzung des Projektes	10
1.2	Fachausdrücke	12
1.3	Informationen zu den Systemen und Schadenfällen	16
	1.3.1 Informationen zu den Systemen und Schadenfällen in der Schweiz	16
	1.3.2 Informationen zu Schadenfällen im Ausland	17
1.4	Gliederung des Berichts	18
1.5	Verfügbarkeit des ersten Berichts	18
1.6	Aufgaben der TFB im Rahmen des Projektes	18
<b>2</b>	<b>Spannsysteme</b>	<b>19</b>
2.1	Entwicklung der Spannbetonbauweise	19
2.2	Firmen	21
2.3	Verwendete Spannstähle	21
	2.3.1 Allgemeines	21
	2.3.2 Drähte	22
	2.3.3 Litzen	22
	2.3.4 Stäbe (Stangen)	22
	2.3.5 Eingebaute Spannstmengen	23
2.4	Beschreibung der Spannsysteme	24
	2.4.1 Allgemeines	24
	2.4.2 Spannsysteme	25
	2.4.3 Spannglieder mit Verbund	25
	2.4.4 Spannglieder ohne Verbund	30
	2.4.5 Externe Spannglieder	32
	2.4.6 Elektrisch isolierte Spannglieder	33
	2.4.7 Spannbettverfahren	35
	2.4.8 Spannglieder in vorfabrizierten Tragelementen	36
	2.4.9 Wickelverfahren	36
	2.4.10 Merkmale der Spannsysteme	37
2.5	Schäden in der Schweiz	45
	2.5.1 Erfassung	45
	2.5.2 Altersstruktur	47
	2.5.3 Verwendete Untersuchungsmethoden	48
	2.5.4 Korrosion	49
	2.5.5 Ursachen für Mängel und Schäden	51
	2.5.6 Querschnittsverhältnis Spannstahl / Hüllrohr und Lage der Spanndrähte im Querschnitt	55
2.6	Schäden im Ausland	61
	2.6.1 Einleitung	61
	2.6.2 Spannglieder mit nachträglichem Verbund und Spannbetonvorspannung	62
	2.6.3 Externe Spannglieder	102
	2.6.4 Spannglieder ohne Verbund	108
	2.6.5 Auswirkungen auf die Schweiz	113

2.7	Erkenntnisse und Folgerungen	114
2.7.1	Einleitung	114
2.7.2	Schwachstellen bei den Spannsystemen	117
2.7.3	Bauwerkseitige Einflüsse	126
2.7.4	Fugen	127
2.7.5	Brücken aus vorfabrizierten Tragelementen	128
2.7.6	Temporärer Korrosionsschutz	130
2.7.7	Gefährdungen und Gefährdungsbilder	134
2.8	Überwachung, Überprüfung und Massnahmen zur Instandsetzung	140
2.8.1	Vorgehen	140
2.8.2	Modell für seitlichen Korrosionsangriff bei Spanngliedern (Beispiel)	143
2.8.3	Elektrochemische Instandsetzungsverfahren	147
<b>3</b>	<b>Schrägseilssysteme</b>	<b>150</b>
3.1	Einleitung	150
3.2	Beschreibung und Entwicklung	150
3.3	Schäden in der Schweiz	154
3.4	Schäden im Ausland	154
3.5	Erkenntnisse und Folgerungen	165
3.5.1	Allgemeines	165
3.5.2	Schwachstellen bei Schrägseilssystemen	166
3.5.3	Gefährdung von Schrägseilssystemen	169
<b>4</b>	<b>Ankersysteme</b>	<b>170</b>
4.1	Beschreibung und Entwicklung	170
4.1.1	Entwicklung der Ankertechnik	170
4.1.2	Einsatz von vorgespannten Ankern	172
4.1.3	Abgrenzung	174
4.1.4	Stabanker	174
4.1.5	Drahtanker	176
4.1.6	Litzenanker	179
4.2	Schäden in der Schweiz	182
4.2.1	Erfassung	182
4.2.2	Übersicht über die erfassten Objekte	183
4.2.3	Angewendete Untersuchungsmethoden	184
4.2.4	Korrosionsschäden und Korrosionsarten	185
4.2.5	Ursachen für Schäden	186
4.3	Schäden im Ausland	193
4.4	Erkenntnisse und Folgerungen	197
4.4.1	Einleitung	197
4.4.2	Schwachstellen und Korrosionsarten bei früheren Ankersystemen	198
4.4.3	Plastisches Füllgut	202
4.4.4	Ankerprüfungen	203
4.4.5	Überwachung von verankerten Bauwerken	204
4.4.6	Gefährdung von heute in der Schweiz zugelassenen Ankersystemen	206
4.5	Überwachung von verankerten Bauwerken und Massnahmen zur Instandsetzung	206
4.5.1	Überprüfung bestehender Verankerungen	206
4.5.2	Instandsetzung von Verankerungen	208
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>209</b>
<b>Anhänge</b>	<b>Kurzbeschreibungen von ausgewählten Bauwerken mit Schäden</b>	

**Anhang 1 Spann- und Schrägseilsysteme** (Kurzbeschreibung ausgewählter Objekte) **229****Brücken**

BE-14	A5 – TÜ 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée	231
BE-17	A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen – Alchenflüh	234
GR-23	Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal)	236
SO-07	Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil – Derendingen	239
SZ-11	Überführung Burggasse in Altendorf	242
ZH-08	Europabrücke Zürich	245
ZH-16	A3 (SN 3.4.2) Sihlhochstrasse	251

**Hochbau**

AG-07	Autobahnraststätte Würenlos (Schrägseilsystem)	254
SG-07	Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen	258
SH-03	Portlandzementsilo, Thayngen	260
ZH-09	Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich	262

**Anhang 2 Ankersysteme** (Kurzbeschreibung ausgewählter Objekte) **265****Einstabanker**

SG-08	SN1, Rampe 504, St. Gallen	267
SG-10	Stützwand Spinnerei Murg	269
ZG-01	Stützmauer Steinhof, Unterägeri	271

**Mehrstabanker**

ZH-22	Stützwand Staubweidli, Wädenswil	273
-------	----------------------------------	-----

**Litzenanker**

FR-04	A12, Stützmauer d'Avry-devant-Pont	276
FR-05	A12, Stützmauern, Flamatt	279
VD-10	A12, Vevey - Châtel St. Denis, Mur AR No. 8	286



## Zusammenfassung

Die Vorspanntechnik revolutionierte den Brücken- und Hochbau. Gleiches gilt für die Anker-technik bei mannigfaltigen Problemstellungen im Grundbau. Schon von Beginn weg wurde auf einen guten Korrosionsschutz grossen Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass die für die Vorspannung verwendeten Spannstähle auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten im In- und Ausland Schäden auf. Darüber gibt es zwar viele einzelne Meldungen, Hinweise und Berichte in Fachzeitschriften und Tagungsdokumentationen, zusammenfassende Darstellungen hingegen gibt es nur wenige. Die Erkenntnisse aus den aufgetretenen Schäden führten zu einer stetigen Verbesserung der Systeme.

Mit dem vorliegenden Bericht, der auch die Ergebnisse der ersten Arbeit aus dem Jahre 1998 enthält, wurde angestrebt,

- die technische Entwicklung der Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme darzustellen und die verfügbaren Unterlagen zusammenzutragen, um diese als wichtige Grundlage für die Zustandserfassungen und –beurteilungen zu erhalten.
- die vorhandenen Unterlagen und das Wissen der verschiedenen Beteiligten über die aufgetretenen Korrosionsschäden an Spannstählen in der Schweiz zu sichten und aufzuarbeiten.
- mit einer ausgedehnten Literaturrecherche und über die Kontakte 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 mögliche Gefährdungsbilder abzuleiten, die bei der Zustandserfassung und –beurteilung zu beachten sind.
- Hinweise für die Weiterentwicklung der Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme zu erhalten.

Viele wichtige Erkenntnisse konnten nur beim Abbruch der Bauwerke gewonnen werden. Einige dieser Objekte wurden im Rahmen des Projektes ZEBRA, „Zustandserfassung von Brücken während deren Abbruch“ (ASTRA-Forschungsauftrag AGB1998/101) untersucht. Dieses Projekt steht unter der Leitung von Prof. Thomas Vogel, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich.

Um die Lesbarkeit des Berichtes zu erleichtern, wurden die Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme in separaten Kapiteln behandelt (Kapitel 2 bis 4). Die Anhänge sind in der gleichen Art gegliedert und enthalten die Beschreibungen der aufgearbeiteten Schadenfälle in der Schweiz.

Im Bericht werden folgende Themen nicht oder nur am Rande behandelt: Hängestangen (z.B. bei Zwischendecken in Tunnels), Zugpfähle und vorgespannte Zug- oder Druckpfähle, ungespannte (schlaffe oder passive) Anker, oft Nägel genannt, deren Zugglieder nach heutiger Regelung nicht aus Spannstählen bestehen, vorgespannte Rohre, Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme aus kohle- und glasfaserverstärktem Kunststoff (z.B. für Verstärkungen oder für Schrägseilbrücken). Auch auf die Untersuchungstechniken und die Instandsetzung von geschädigten Bauwerken geht der Bericht nur am Rande ein.

### Spannsysteme

Die Spannbetonbauweise hat sich grundsätzlich gut bewährt. Weltweit sind nur einige wenige vorgespannte Bauwerke eingestürzt. Die wichtigsten Ursachen für Einstürze waren:

- spannungsrissskorrosionsempfindlicher Spannstahl (Beispiel in Deutschland)
- ungeeignete Zemente (Tonerdeschmelzzement), chloridverseuchte Mörtel oder Betone (chloridhaltiger Sand,  $\text{CaCl}_2$  als Beschleuniger) (Beispiele in Deutschland, Jugoslawien und USA)
- ungenügende Überwachung beim Bau und während der Nutzung (Beispiel in Sizilien)

- Wasser- und Chlorideintrag bei undichten Fugen in evtl. unvollständig verfüllte Spannglieder (Beispiele in Grossbritannien und Belgien).

Nur in wenigen Fällen war eine einzige der oben genannten Ursachen alleine für einen Einsturz verantwortlich. Meistens führten erst die Empfindlichkeit der Konstruktion und eine Kombination verschiedener Ursachen zum Unglück. Daraus und 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, Schrägseile und Anker (Widerstandsseite). In den allermeisten Fällen bildete die Kombination verschiedener Schwachstellen der Konstruktion (Gefährdungsbilder), bei vorhandener äusserer Gefährdung (Leiteinwirkung), die Schadensursache. Daraus ergeben sich „Schadenketten“, die beispielsweise bei Spanngliedern im Verbund oft an der Bauwerksoberfläche beginnen und somit meistens „sichtbar“ oder bei Zustandsuntersuchungen feststellbar sind.

### Schrägseilsysteme

Gemäss den Kenntnissen der Autoren gab es bisher wegen Korrosion – abgesehen von einer Hängebrücke wegen des vollständig vernachlässigten Unterhaltes – 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 jedoch zu einem Tragwerksversagen führen. Bei einigen Schrägseilanwendungen waren jedoch erhebliche Korrosionsschäden zu beheben oder gar die Schrägseile auszuwechseln.

Im Vergleich zu den Spannsystemen des Brückenbaus sind Schrägseile teilweise den gleichen, teilweise aber auch anderen bzw. zusätzlichen Einwirkungen ausgesetzt wie z.B. 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).

### Ankersysteme

Die Ankertechnik ist zu einem wichtigen Teil der Bautechnik im Grundbau geworden und hat sich insgesamt bewährt. Bei einigen Verankerungen sind 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.

Bei Vollverbundankern können Schäden mangels systematischer Überprüfbarkeit nur stichprobenweise im Ankerkopfbereich ermittelt werden. Die Zustandsbeurteilung einer Verankerung muss deshalb mit einer Risikobeurteilung verbunden werden.

Freispielanker ohne „doppelten Korrosionsschutz“ weisen generell einen ungenügenden Korrosionsschutz auf. Je nach Konstruktionskonzept des Bauwerkes und Ausführungsqualität der Verankerung können bei dieser Ankergeneration Schäden praktisch systematisch oder aber auf

Einzelfälle beschränkt auftreten. Zu beachten ist, dass bei diesem Ankertyp nicht selten Sprödbrüche infolge Spannungsrisskorrosion eingetreten sind. Die Zustandserfassung und -beurteilung erfolgt auf der Basis der Überprüfung einer repräsentativen Anzahl Anker.

Anker mit „doppeltem Korrosionsschutz“ weisen generell einen genügenden Korrosionsschutz auf. Einschränkungen sind evtl. bei Druckwasser und bei der Verbindung zwischen Well- und Glattrohr angebracht. 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, und Ankerkopfinspektionen und durch Kraftkontrollen (Abheben) erfolgen.

Bei Ankern mit „umfassendem Korrosionsschutz“ ist die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes jederzeit mit einer elektrischen Widerstandsmessung überprüfbar. Bei positiven Messergebnissen sind keine Schäden zu erwarten. Die Zustandsbeurteilung kann anhand von Messungen und stichprobenartigen Ankerkopfinspektionen erfolgen.

## Résumé

La technique de la précontrainte a révolutionné la construction des ponts et des bâtiments. Il en va de même pour la technique des tirants d'ancrage permettant ainsi de résoudre des problèmes divers de la géotechnique. Dès le début de l'utilisation de la technique de la précontrainte, on a attribué une grande importance à une bonne protection contre la corrosion, car on savait déjà que les aciers utilisés pour la précontrainte sont sensibles aux attaques de la corrosion. Néanmoins, des dommages se sont produits ici et ailleurs. Bien que ceux-ci aient été décrits dans beaucoup de notices et rapports publiés isolément dans différents journaux et procès verbaux de conférences, seuls quelques exposés complets existent. Les leçons apprises suite aux dommages ont mené à une amélioration continue des systèmes.

Le but du présent rapport, qui contient également les résultats du premier travail à ce sujet publié en 1998, était

- de présenter le développement technique des câbles de précontrainte, des haubans, des tirants d'ancrage et de réunir la documentation disponible afin de la conserver comme base importante pour les relevés et les évaluations de l'état.
- de compiler et d'étudier la documentation et la connaissance existantes des diverses parties concernées sur les dégâts de corrosion des aciers de précontrainte en Suisse.
- d'apporter un complément aux expériences suisses, de documenter et présenter les dégâts de corrosion des aciers de précontrainte constatés à l'étranger à travers une recherche de littérature étendue et en contactant des experts.
- de déterminer les causes et les mécanismes des dégâts de corrosion et d'en déduire les scénarios de risque possibles qui sont à considérer lors des relevés et des évaluations de l'état.
- d'obtenir des indications utiles au développement futur des systèmes de précontrainte, de haubans et de tirants d'ancrage.

Beaucoup de constatations importantes pouvaient seulement être faites lorsque des structures ont été démolies. Certaines de ces dernières ont été examinées dans le cadre du projet ZEBRA, « Relevé de l'état de ponts pendant leur démolition » (projet de recherche OFROU AGB1998/101). Ce projet est dirigé par le Prof. Thomas Vogel, institut de statique et de construction (Institut für Baustatik und Konstruktion) de l'EPF Zurich.

Pour faciliter la lisibilité du rapport, les systèmes de précontrainte, de haubans et de tirants d'ancrage sont traités dans des chapitres séparés (chapitres 2 à 4). Les annexes sont structurées de façon analogue et contiennent les descriptions des dégâts répertoriés en Suisse.

Le rapport ne traite pas ou seulement marginalement les matières suivantes : les barres de suspension (par exemple pour des dalles-plafond dans des tunnels), les pieux en traction ainsi que les pieux précontraints en traction ou en compression, les ancrages passifs (clous) dont les éléments tendus, selon les règlements actuels, ne sont pas en acier de précontrainte, les tuyaux précontraints, les systèmes de précontrainte, de haubans et de tirants d'ancrage en matériaux composites renforcés de fibres de verre ou de carbone (par exemple pour des renforcements de structures ou pour des haubans de ponts). Le rapport traite également marginalement des techniques d'inspection et de remise en état des structures endommagées.

### Systemes de précontrainte

La construction en béton précontraint a généralement fait ses preuves. Au niveau mondial, seulement quelques structures précontraintes se sont effondrées. Les causes principales étaient :

- acier de précontrainte sensible à la corrosion sous tension (exemple en Allemagne)
- ciments inadaptés (ciment alumineux fondu), mortiers ou bétons contaminés par des chlorures (sables contenant des chlorures,  $\text{CaCl}_2$  comme accélérateur) (exemples en Allemagne, Yougoslavie et Etats-Unis)
- contrôle et surveillance insuffisants pendant la construction et l'exploitation (exemple en Sicile)
- pénétration d'eau et de chlorures dans des câbles de précontrainte mal injectés au droit des joints non étanches de la structure (exemples en Grande-Bretagne et Belgique).

Seulement dans quelques rares cas, une seule des causes évoquées ci-dessus était exclusivement responsable de l'effondrement. La plupart du temps, la sensibilité de la structure et une combinaison de différentes causes ont causé l'accident. Sur cette base et sur l'évaluation d'autres dommages en Suisse et à l'étranger, il était possible d'identifier les risques externes et internes les plus importants. Les risques externes sont déterminés par l'environnement ou les conditions d'utilisation (solllicitations). Les risques internes comprennent les faiblesses de la structure et du système de protection contre la corrosion des câbles de précontrainte, des haubans et des tirants d'ancrage (résistance). La cause des dégâts est la plupart du temps une combinaison des différentes faiblesses structurales (situations de risque) en présence d'un risque externe donné (action prépondérante). Ceci peut provoquer des réactions en chaîne qui, par exemple pour des câbles de précontrainte adhérents, commencent souvent à la surface de la structure et sont généralement visibles à l'œil nu ou peuvent être détectées lors d'un relevé d'état.

### Systèmes de haubans

Selon la connaissance des auteurs, il n'y a eu, jusqu'à présent, aucun effondrement d'un pont haubané dû à la corrosion, excepté dans le cas d'un pont suspendu où l'entretien a été complètement négligé. Une raison importante de ce bilan favorable est le fait que les systèmes à haubans sont généralement redondants et que la défaillance simultanée de plusieurs haubans due à la corrosion est peu probable. Une défaillance de câbles de retenue pourrait cependant causer un effondrement de la structure porteuse. Néanmoins, dans quelques constructions à haubans des dégâts de corrosion considérables ont dû être réparés ou des haubans ont même dû être remplacés.

Comparé aux câbles de précontrainte dans les ouvrages d'art, les haubans sont en partie exposés aux mêmes mais également à d'autres sollicitations, respectivement à des sollicitations additionnelles telles que l'exposition directe aux intempéries, l'exposition directe à aux eaux contaminées de chlorures, l'exposition au rayonnement direct du soleil (rayonnement UV) et par conséquent à des variations de température et de longueur élevées ainsi que les sollicitations dynamiques accrues dues aux actions de la circulation, du vent (vibrations), etc. D'autres risques sont ainsi apparus tels que la corrosion due à la fatigue et au frottement.

### Systèmes de tirants d'ancrage

La technique des tirants d'ancrage est devenue une partie importante de la géotechnique et a généralement fait ses preuves. Les dégâts importants constatés sur quelques ancrages n'ont pas causé des défaillances graves de conséquences. En général, les dégâts ont été détectés en temps utile et ont pu être réparés à des coûts plus ou moins élevés. Dans la plupart des cas des tirants de remplacement ont été installés. Dans le monde entier, seulement un nombre relativement restreint de structures ancrées s'est effondré en raison des dégâts de corrosion, la raison principale étant que les ouvrages ancrés sont généralement redondants et qu'ils présentent souvent des réserves au niveau du dimensionnement dues à l'adoption d'hypothèses de calcul prudentes concernant les valeurs caractéristiques du terrain.

L'étendue des dégâts de corrosion aux systèmes de tirants d'ancrage et le niveau de connaissances correspondant corréleront directement avec les étapes de développement de la technique des tirants d'ancrage.

En raison du manque de méthodes d'investigation, les dégâts sur les tirants d'ancrages complètement injectés peuvent être détectés uniquement localement au niveau de la tête du tirant. L'évaluation de l'état d'un tirant doit donc être accompagnée d'une étude de risque.

La protection contre la corrosion des tirants d'ancrage avec longueur libre sans "double protection contre la corrosion" est généralement insuffisante. Selon le concept de construction de la structure et la qualité d'exécution du système d'ancrage, des dégâts peuvent apparaître systématiquement ou sporadiquement. On note que des ruptures fragiles, suite à de la corrosion sous tension se sont assez souvent produites dans ce type d'ancrage. Le relevé et l'évaluation de l'état devraient être basés sur l'examen d'un nombre représentatif de tirants.

Les tirants d'ancrage avec une "double protection contre la corrosion" sont en général suffisamment protégés contre la corrosion. La présence d'eau sous pression autour des tirants ou le manque de qualité de la liaison entre les gaines de protection ondulées et lisses peut constituer un risque. Avec cette génération de tirants appliqués sur des structures correctement conçues, les dégâts se limiteront à des cas isolés. Comme ces tirants sont généralement équipés de systèmes de surveillance (tirant de mesure, extensomètres ou inclinomètres), l'évaluation de l'état peut se faire sur la base de ces mesures, de l'inspection de la tête du tirant et du contrôle de la force d'ancrage.

L'efficacité de la protection contre la corrosion des tirants d'ancrage avec "une protection intégrale contre la corrosion" peut être vérifiée en mesurant la résistance électrique. Dans le cas d'un résultat positif, on peut s'attendre à ne pas avoir de dégâts. L'évaluation de l'état peut être basée sur des mesures et des inspections ponctuelles de la tête du tirant.

## Summary

The prestressing technique revolutionized the construction of bridges and buildings. The same is true for the anchor technique solving manifold problems in ground engineering. The importance of an effective corrosion protection has been recognized from the outset as already at that time, the sensitiveness of the applied prestressing steels with respect to corrosion attack was known. Nevertheless, damages occurred at home and abroad. Although these have been described in many individual notices and reports published in journals and proceedings, only a few comprehensive overviews exist. The lessons learned from damages led to a continuous improvement of the systems.

The aim of this report containing also the results of the work published in 1998 was

- to present the technical development of prestressing, stay cable and ground anchor systems and to collect the available systems documentation with the objective to use them as an important basis for the condition survey and evaluation.
- to document the existing information and knowledge of the various parties involved on corrosion damages of prestressing steels found in Switzerland.
- to conduct an extensive literature search and to contact experts with the objective to additionally document and present the corrosion damages of prestressing steels abroad.
- to determine the causes and mechanisms of corrosion damages and to deduct possible hazard scenarios to be considered for the condition survey and evaluation.
- 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 frame of the project ZEBRA "Condition survey of bridges during demolition" (Research project AGB1998/101 by FEDRO, the Federal Roads Office). This project is directed by Prof. Thomas Vogel, Institute of Structural Engineering of the ETH Zurich.

To facilitate the legibility of the report, prestressing, stay cables and ground anchor systems are dealt with in separate chapters (chapter 2 to 4). The annexes are similarly structured and contain case studies of damages in Switzerland.

The report does not or only marginally deal with the following topics: suspension bars (e.g. for partition slabs in tunnels), prestressed tension and compression piles, unstressed anchors (nails, which – accordingly to actual regulations – are not consisting of prestressing steels), prestressed pipes, prestressing, stay cable and ground anchor systems consisting of carbon- or glass fibre-reinforced materials (e.g. for strengthening or for cable-stayed bridges). The report also only marginally deals with inspection techniques and the repair of damaged structures.

### Prestressing systems

Prestressed concrete can generally be regarded as a proven structural form. Worldwide, only a few prestressed structures collapsed. The most important reasons for failures 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,  $\text{CaCl}_2$  as accelerator) (examples in Germany, Yugoslavia and USA)
- insufficient surveillance during construction and service (example in Sicily)
- ingress of water and chlorides at leaking joints into not fully grouted tendons (examples in Great Britain and Belgium).

Only in a few cases, the reasons mentioned above were alone responsible for the collapse. Mostly, the sensitivity of the structure and a combination of different reasons caused the accident. On this basis and on the evaluation of other damages, it was possible to identify the most important external and internal hazards. External hazards are determined by the environment or the service conditions (action side). Internal hazards contain 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 damages is mostly the combination of weak structural areas (hazard scenarios) and an existing external hazard (leading action). Hence, the 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. 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 a structural collapse. In some stay cable applications however, considerable corrosion damages had to be eliminated or stays even had to be exchanged.

Compared to post-tensioned tendons in bridges, stay cables are partly exposed to the same actions but also to others resp. additional actions such as direct weather effects, direct water access (containing chlorides), direct sun radiation (UV-radiation) and consequently 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 in ground engineering and can generally be considered as proven. In some anchors the tensile members have shown considerable corrosion damages, however, no catastrophic failure occurred. In general, the damages were found in good time and could be rectified at more or less cost. In most cases replacement anchors were installed. Worldwide, a comparatively small number of anchored structures collapsed due to corrosion damages, the main reason being that anchored structures are redundant and often exhibit resistance reserves due to prudent assumptions of the characteristic values of the ground.

The distribution of corrosion damages and the corresponding knowledge thereon correlate directly with the development stages of the anchor technique.

Due to the lack of systematic examination methods, for the so-called fully bonded anchors only the anchor head area can be spot-checked. The condition evaluation must therefore be based on a risk assessment.

The corrosion protection of anchors having a free length remaining movable during service life without "double corrosion protection" is generally insufficient. Depending on the type of structure and the quality of the execution damages of this type of anchors can be found systematically or limited to single cases. It must be considered, that quite often non-ductile failures due to stress corrosion occur. The condition survey and evaluation should be based on the examination of a representative number of anchors.

Anchors with a "double corrosion protection" are in general sufficiently protected against corrosion. The presence of pressure water around the anchors or the lack of quality of the transition between the corrugated and the smooth protection duct can be a hazard. It can be expected that with this anchor generation and reasonably designed structures, damages are 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 check of the anchor force by lift-off.

The effectiveness of anchors with a "comprehensive corrosion protection" can be verified by measuring the electrical resistance. In case the resistance requirements are fulfilled, no damages will occur. The condition evaluation can be based upon measurements and spot-checking the anchor head area.

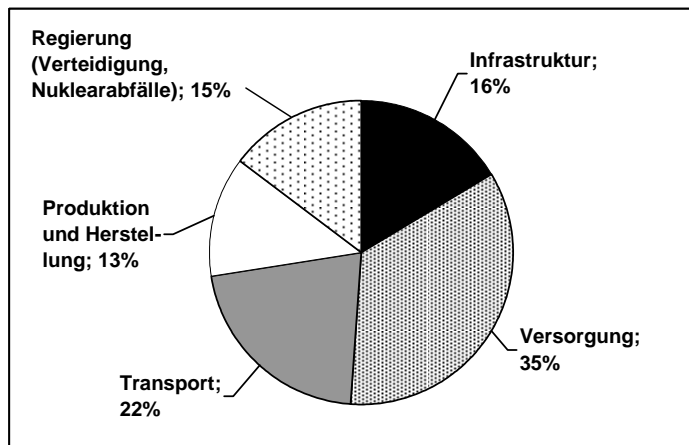
# 1 Einleitung

## 1.1 Zielsetzung des Projektes

Die Entwicklung der Vorspanntechnik revolutionierte das Bauen. Die Anwendung der äusserst anpassungsfähigen Vorspanntechnik beim Brückenbau erlaubte Bauweisen und Spannweiten, die ohne diese technisch nicht machbar waren. Gleiches gilt für die Entwicklung der vorge-spannten Boden- und Felsanker für mannigfaltige Anwendungen im Grundbau. In der Schweiz werden seit mehr als 50 Jahren Spannstäbe bei Spanngliedern, im Spannbett, bei Ankern und seit einigen Jahren vermehrt auch bei Schrägseilen verwendet. Schon von Beginn weg wurde auf einen guten Korrosionsschutz grossen Wert gelegt, da schon damals bekannt war, dass die für die Vorspannung verwendeten Spannstäbe auf Korrosionsangriffe empfindlich reagieren. Trotzdem traten in der Schweiz wie auch im Ausland Schäden auf.

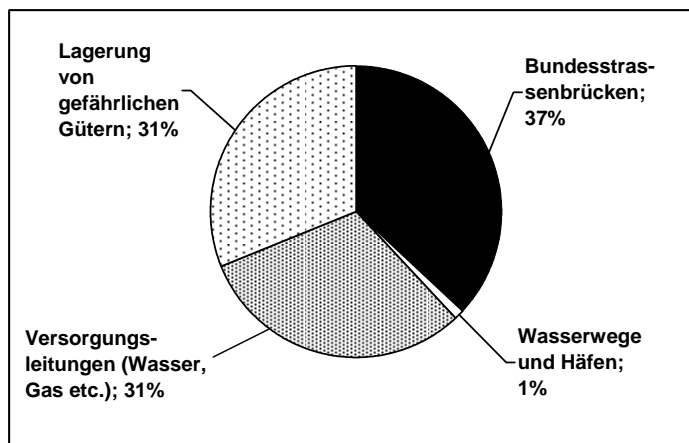
Aus Korrosionsschäden an Spannstäben können durch die genaue Abklärung der Schadenursachen bzw. der Schadenmechanismen wertvolle Erfahrungen gewonnen und Gefährdungsbilder ermittelt werden. Das Wissen über aufgetretene Schäden bleibt jedoch sehr häufig bei den verschiedenen Beteiligten. Es gibt über Schäden an Spannstäben im In- und Ausland zwar viele einzelne Meldungen, Hinweise und Berichte in Fachzeitschriften und Tagungsdokumentationen, zusammenfassende Darstellungen hingegen gibt es nur wenige.

Gemäss einer 1999/2001 durchgeführten Studie betragen die durch Korrosion verursachten direkten Kosten in den USA etwa 276 Milliarden Dollar pro Jahr, was 3.1% des Bruttoinlandproduktes entspricht [FHWA 2002, MatPer 2002, Yunovich 2002]. Daran hat die Infrastruktur einen Anteil von 16.4% (**Bild 1.1**), wovon 37% (ca. 17 Milliarden Dollar) auf die Brücken des Bundesstrassennetzes fallen (**Bild 1.2**). Die indirekten Kosten können bei den Brücken bis zu zehnmal höher sein als die direkten.



**Bild 1.1**

Jährliche Korrosionskosten in den USA bei den fünf untersuchten Sektoren [FHWA 2002].



**Bild 1.2**

Jährliche Korrosionskosten in den USA beim Sektor Infrastruktur (ca. 45 Milliarden Dollar) [FHWA 2002].

Es wurde geschätzt, dass etwa 25 bis 30% der gesamten Korrosionskosten in den USA durch ein optimales Korrosionsmanagement vermieden werden könnten. Hierfür wurden die folgenden Strategien im technischen und nicht technischen Bereich identifiziert (Zitat in Originalsprache):

1. Increase awareness of large corrosion costs and potential savings.
2. Change the misconception that nothing can be done about corrosion.
3. Change policies, regulations, standards, and management practices to increase corrosion savings through sound corrosion management.
4. Improve education and training of staff in recognition of corrosion control.
5. Advance design practices for better corrosion management.
6. Develop advanced life prediction and performance assessment methods.
7. Improve corrosion technology through research, development and implementation.

Die genannten Strategien können auch für die Schweiz als richtig betrachtet werden. Die Zielsetzungen dieses Forschungsprojektes sind damit gut geeignet, hierzu einen Beitrag zu leisten.

Mit der Bearbeitung des Forschungsauftrages Nr. 86/95 des ASTRA wurde von der Forschungsstelle ein Anfang zur Aufarbeitung und Veröffentlichung ausgewählter Schadenfälle gemacht. Das Projekt hatte zum Ziel, Korrosionsschäden an Spannstählen in der Schweiz, insbesondere im Brückenbau, zu erfassen und auszuwerten, daraus Schlussfolgerungen für die Praxis abzuleiten und mögliche Gefährdungsbilder für Korrosionsschäden an Spannstählen darzustellen [Hunkeler 1998]. Insgesamt wurden bei dieser Arbeit 143 Objekte erfasst. Aus der Gesamtmenge wurden 38 Objekte (27 Brücken, 10 verankerte Bauwerke, 1 Silo) weiter bearbeitet. Der Schlussbericht vermittelte Informationen zur Entwicklung der Spannbetonbauweise, der Vorspanntechnik und die Ergebnisse der Auswertung von Schadenfällen. Weiter zeigte er mögliche Gefährdungsbilder für Spannstähle auf. Die beiden Anhänge enthielten 38 Kurzbeschreibungen der ausgewerteten Objekte sowie Hinweise zur Dokumentation zukünftiger Schadenfälle.

Im Laufe des ersten Projektes wurde festgestellt, dass eine vollständige Dokumentation der in der Schweiz eingesetzten Spann- und Ankersysteme fehlt. Eine solche Dokumentation ist für Zustandserfassungen und -beurteilungen von grossem Nutzen.

Bei der Auswahl der in [Hunkeler 1998] beschriebenen Objekte wurde ein Schwerpunkt bei Anwendungen von Spannstählen in Kunstbauten des Tief- und Ingenieurbaus, insbesondere von Spanngliedern im Brückenbau gesetzt. Viele Objekte wurden aus Zeitgründen oder mangels ausreichender Informationen nicht weiter verfolgt. Diesen Fällen sollte nun im Rahmen des Nachfolgeprojektes weiter nachgegangen und die vorhandenen Unterlagen zusammengestellt werden. Zudem sind im Laufe der letzten Jahre weitere Schäden aufgetreten, die im ersten Bericht nicht mehr berücksichtigt werden konnten. Aus der Aufarbeitung dieser gezielt ausgewählten Fälle, die von den konstruktiven Gegebenheiten und den Angriffsbedingungen her anders gelagert sind, sollten weitere Erkenntnisse resultieren. Beim zweiten Projekt wurden daher folgende Schwerpunkte gesetzt:

- Weitere Spannsysteme (z. B. im Hinblick auf den Vergleich des Verhaltens von Litzen und Paralleldrahtbündeln)
- Schrägseilbrücken (Im Ausland sind in der Zwischenzeit verschiedene Schäden aufgetreten. Die meisten Schrägseilbrücken sind in der Schweiz jüngeren Datums, d. h. es ist möglich, dass Schäden erst noch auftreten werden.)
- Vorfabrizierte, im Spannbett vorgespannte Elementträger (Die Zustandsbeurteilung und Instandsetzung derartiger Tragelemente ist schwierig.)
- Permanent verankerte Bauwerke (z. B. im Hinblick auf den Vergleich des Verhaltens von Litzen und Stäben und auf unterschiedliche Angriffsbedingungen).

Darüber hinaus sollte die Aufarbeitung und Auswertung von gezielt ausgewählten Schadenfällen an Hochbauten und Behältern in Bezug auf die äusseren Gefährdungen eine Erweiterung darstellen, die auch für den Einsatz von Spannstählen im Tiefbau interessant ist. Mögliche Angriffsmedien neben Wasser oder Feuchtigkeit sind: aggressive Dämpfe und Flüssigkeiten, Bakterien, grosse Temperaturdifferenzen, Karbonatisierung etc.. Durch die Aufarbeitung und Auswertung derartiger Schadenfälle kann das schwer zugängliche Wissen aus diesem Bereich besser verbreitet werden.

Verschiedene Objekte konnten im Rahmen des Projektes **ZEBRA**, „Zustandserfassung von Brücken während deren Abbruch“ (Forschungsauftrag AGB 1998/101), vertiefter untersucht werden. Dieses Projekt steht unter der Leitung von Prof. Thomas Vogel, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich [Vogel 1998, 2002]). Ziel des Projektes ZEBRA ist es, eine Rahmenorganisation für die Zustandserfassung von Abbruchobjekten und die zentrale Sammlung und Verarbeitung der Daten zu schaffen sowie bauteilspezifische Vorgehensweisen der Zustandserfassung zu erarbeiten. Die Forschungsarbeiten sollen zudem neue Erkenntnisse über relevante Schädigungs- und Versagensmechanismen sowie Erkenntnisse für Überprüfungen ähnlicher Objekte liefern. Die Autoren des vorliegenden Berichtes sind in der Experten-Gruppe des Projektes ZEBRA vertreten. Damit wurde der gegenseitige Informationsaustausch sichergestellt.

### Abgrenzung

Folgende Themen wurden im Rahmen des Projektes nicht bzw. nur am Rande behandelt:

- Hängestangen (z.B. bei Zwischendecken in Tunnels)
- Zugpfähle und vorgespannte Zug- oder Druckpfähle
- ungespannte (schlaaffe oder passive) Anker, oft Nägel genannt, deren Zugglieder nach heutiger Regelung nicht aus Spannstählen bestehen
- vorgespannte Rohre
- Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme aus kohle- und glasfaserverstärktem Kunststoff (z.B. für Verstärkungen oder für Schrägseilbrücken).

## 1.2 Fachausdrücke

In diesem Bericht werden die Fachausdrücke für Spann- und Ankersysteme gemäss den Normen SIA 262 und 267 verwendet [SIA 2003a,b]. Sie sind in den **Tabellen 1.1 und 1.2** in alphabetischer Reihenfolge definiert. Die Norm SIA 262 enthält keine Definitionen von Fachausdrücken, die für Schrägseilsysteme spezifisch wären.

Im Bericht wird für das Material, das zum Verfüllen von Hüllrohren von Spanngliedern eingesetzt wird, konsequent der Begriff **Füllgut** verwendet, obwohl in den Originalberichten, Literaturstellen, etc. teilweise andere Begriffe (Zementmörtel, Injektionsgut, Zementinjektion usw.) gebraucht wurden. In Plänen, Schemas, Bildern etc. wurden die Originalbegriffe belassen. Füllgut, das aus einem Zement- und Wassergemisch besteht, wird „**zementöses Füllgut**“ genannt. Wachs- oder fettartige Korrosionsschutzmassen werden unter dem Begriff „**plastisches Füllgut**“ zusammengefasst.

Hinweis: Im „Leitfaden für die technische Zulassung von Ankersystemen gemäss Norm SIA 267“ [EMPA 2004b] wird das zementöse Füllgut als Injektionsgut und das plastische Füllgut als dauerplastische Korrosionsschutzmasse bezeichnet.

Begriff	Erläuterungen
Füllgut	<p>Baustoff zur Verfüllung von Hüllrohren.</p> <p>Gemäss 3.4.5.1 gilt: Für Spannglieder mit Verbund ist Spezialfüllgut auf Zementbasis zu verwenden, das in der Regel aus Portlandzement, Wasser und Zusatzmitteln besteht. Dieses Füllgut kann auch für externe Spannglieder verwendet werden. Angaben zu den Anforderungen und Prüfverfahren enthält Norm SIA 262/1.</p> <p>Füllgut für Spannglieder ohne Verbund und je nach Anforderungen auch für externe Spannglieder kann aus geeigneten Fetten oder Wachsen bestehen. Angaben zu den Anforderungen und Prüfverfahren enthält Norm SIA 262/1 (Ziffer 3.4.5.2).</p>
Hüllrohr	<p>Metall- oder Kunststoffrohr zur Umhüllung von Spannstahl. Gemäss Ziffer 3.4.4.1 sind folgende Arten von Hüllrohren gebräuchlich:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- gewellte, metallische Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder mit Verbund</li> <li>- gewellte Hüllrohre aus Kunststoff für Spannglieder mit Verbund</li> <li>- glatte Hüllrohre aus Kunststoff für Spannglieder ohne Verbund (z.B. Monolitzen)</li> <li>- glatte Hüllrohre aus Kunststoff oder Stahl für externe Spannglieder.</li> </ul>
Spannbeton	Beton, dessen Bewehrung teilweise aus Spanngliedern besteht.
Spannbettverfahren	Spannverfahren, bei dem der Spannstahl vor dem Betonieren gespannt wird.
Spannglied	<p>Bewehrungselement, bestehend aus gespanntem Spannstahl, Spannverankerungen, Hüllrohr und Füllgut. Gemäss Ziffer 3.4.2.2 werden in Bezug auf den Korrosionsschutz drei Kategorien von Spanngliedern mit Verbund unterschieden:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Kategorie a: Spannglied mit Stahlhüllrohr gemäss Ziffer 3.4.4</li> <li>- Kategorie b: Spannglied mit Kunststoffhüllrohr gemäss Ziffer 3.4.4</li> <li>- Kategorie c: Elektrisch isoliertes Spannglied, d.h. Spannglied mit Kunststoffhüllrohr und Verankerungen und Kupplungen, die so ausgebildet sind, dass eine dauerhafte elektrische Isolation des Spannstahls gegenüber der Umgebung besteht und die Überwachung des Korrosionsschutzes des Spannstahls ermöglicht wird.</li> </ul>
Spannstahl	Stahl in Form von Drähten, Litzen und Stäben, der zur Verwendung in einem Spannglied bzw. im Spannbettverfahren geeignet ist.
Spannsystem	<p>Spannglieder und Umlenkelemente samt zugehörige Geräte wie Pressen und Einpressvorrichtungen. In 3.4.1.1 sind die Systeme weiter definiert:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- von Beton umhülltem Spannstahl im Spannbettverfahren</li> <li>- innerhalb des Betonquerschnitts verlaufenden Spanngliedern mit oder ohne Verbund</li> <li>- ausserhalb des Betonquerschnitts verlaufenden externen Spanngliedern</li> </ul>
Spannverankerung	Bauteil zum Aufbringen und Verankern einer Spannkraft.
Vorspannung	Auswirkung der auf ein Tragwerk mit Spanngliedern kontrolliert aufgebrachten Kräfte.

**Tabelle 1.1** Definition von Fachausdrücken bei den Spannsystemen gemäss [SIA 2003a].

Begriff	Erläuterungen
Anker	Bauelement, das über ein Zugglied Kraft in den Baugrund überträgt.
Ankerkopf	Ankerteil zur Übertragung der Ankerkraft auf das verankerte Tragwerk oder direkt auf den zu stützenden Baugrund.
Ankerlänge	Länge zwischen Ankerkopf und Endpunkt des Ankers.
Freie Ankerlänge	Länge zwischen Ankerkopf und Beginn der Verankerungslänge, die sich aus der statischen und bodenmechanischen Berechnung ergibt.
Kontrollanker	Anker, an dem Überprüfungen und Messungen durchgeführt werden können.
Permanentanker	Vorgespannter Anker mit einer Nutzungsdauer länger als zwei Jahre bzw. ungespannter Anker mit einer Nutzungsdauer länger als fünf Jahre.
Temporärer Anker	Vorgespannter Anker mit einer beschränkten Nutzungsdauer von in der Regel maximal zwei Jahren bzw. ungespannter Anker mit einer beschränkten Nutzungsdauer von in der Regel maximal fünf Jahren.
Ungespannter Anker	Anker, der primär Zugkräfte in den Baugrund überträgt. Beim ungespannten Anker wird zur Zeit $t = 0$ keine oder nur eine geringe Spannkraft aufgebracht.
Verankerung	Gesamtheit der Ankermassnahmen, die hauptsächlich durch Einleiten von Zugkräften in den Baugrund einen Beitrag zur Tragfähigkeit des Bauwerks leisten.
Verankerungslänge	Länge, über welche die Kraft in den Verankerungskörper eingeleitet wird.
Vorgespannter Anker <sup>1)</sup>	Anker, bei denen nach Aufbringen der Spannkraft als Folge der äusseren Einwirkungen nur geringe, innerhalb bestimmter Grenzen liegende Änderungen der Vorspannkraft eintreten.
Wirksame freie Ankerlänge	Länge, über die das Zugglied sich beim Spannen frei dehnt.
Zugglied	Ankerteil zur Übertragung der Ankerkraft vom Ankerkopf auf die Verankerungszone.

1) Definition gemäss E SIA V 191 [SIA 1995].

**Tabelle 1.2** Definition von Fachausdrücken bei den Ankersystemen gemäss [SIA 2003b].

### Korrosionserscheinungen

Zur Beschreibung von Korrosionserscheinungen werden die Begriffe gemäss **Tabelle 1.3** verwendet. Bei der Korrosion von Stahl im Beton oder Spannstahl im zementösen Füllgut ist zwischen Mulden- und Spaltkorrosion kaum zu unterscheiden. Die Grundlagen der Korrosion von Stahl im Beton sind in [Hunkeler 1994, Nürnberger 1995] dargelegt.

Das Merkblatt SIA 2006 [SIA 1993] enthält Hinweise für die quantitative Beurteilung eines Korrosionsangriffs bei Bewehrungsstählen (**Tabelle 1.4**). Die Unterteilung in Korrosionsgrade richtet sich hauptsächlich nach der flächenmässigen Ausdehnung des Angriffs und dem Korrosionsabtrag. Diese Klassierung ist auch zur Beschreibung des Korrosionsangriffs bei Spannstählen geeignet. Für die Beurteilung von Risskorrosionserscheinungen sind die Angaben in der **Tabelle 1.4** hingegen nicht geeignet.

Begriff	Erläuterungen
Gleichmässige Korrosion	Der Korrosionsangriff führt zu einem allgemeinen, mehr oder weniger gleichmässigen flächigen Abtrag des Metalls (mit oder ohne Passivfilm).
Muldenkorrosion	Der Korrosionsangriff auf dem Metall ist ungleichmässig. Es bilden sich muldenartige Anfressungen auf dem Metall aus.
Spaltkorrosion	Der Korrosionsangriff ist in Spalten (geometrische Spalten, Kontaktflächen zu anderen Baustoffen etc.) oder unter Ablagerungen verstärkt.
Lochkorrosion, Lochfrass	Der Angriff auf das Metall (mit Passivfilm) erfolgt sehr lokal, d.h. lochartig. Daneben werden grössere Bereiche gar nicht angegriffen.
(wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion	<p>Die Korrosion kann bei einem Metall, das unter statischer Zugspannung steht oder gedehnt wird, zu Rissen führen. Die Rissbildung kann durch das Eindringen von Wasserstoff in das Metall ausgelöst oder gefördert werden. Wasserstoff kann z.B. beim Korrosionsprozess (kathodische Reaktion), wegen Streuströmen (Eintritt des Streustroms in eine metallische Struktur) oder beim galvanischen Verzinken entstehen.</p> <p>Das Risiko für (wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion ist hauptsächlich abhängig von der Empfindlichkeit des Metalls (Festigkeit, Verformungsgrad, innere Spannungen etc.), von der inneren und äusseren mechanischen Belastung (vorhandene Spannung im Verhältnis zur Streckgrenze, Dehngeschwindigkeit etc.) und von der Umgebung (z.B. pH-Wert, Anwesenheit von Promotoren für die Wasserstoffversprödung) sowie von der Temperatur und der Dauer der Einwirkungen.</p> <p>Es kann zwischen inter- und transkristalliner Spannungsrisskorrosion unterschieden werden.</p>
Ermüdungsrisskorrosion, Schwingungsrisskorrosion	Der Korrosionsangriff verstärkt die Auswirkung einer schwingenden Belastung.
Reibkorrosion	Der Korrosionsangriff wird verstärkt, wenn ein Metall gegen den gleichen oder einen anderen Baustoff angedrückt wird und sich gegen diesen verschiebt (Hin- und Herbewegung, Rotation). Die Relativverschiebung wirkt sich erst bei hohen Frequenzen korrosionsfördernd aus.
Kontaktkorrosion (galvanische Korrosion)	Der Korrosionsangriff wird durch unterschiedliche Korrosionspotenziale verursacht (Kontakt zwischen edlem und unedlem Metall). Im Kontaktbereich ist der Angriff auf dem unedleren Metall erheblich stärker. Ähnliche Erscheinungen treten auch bei der Paarung mit elektrisch leitenden Nichtmetallen (z.B. Graphit) auf.

**Tabelle 1.3** Erläuterungen zu Korrosionserscheinungen.

Korrosionsgrad (KG)	Bedeutung
0	blank
1	wenige Rostpunkte
2	Rostflecken, lokal geringer Materialabtrag
3	vollständig rostig, geringer Materialabtrag (maximal Rippung abkorrodiert)
4	Querschnittsverminderungen; Lochfrass (Angabe der Dickenminderung in mm oder % des ursprünglichen Gesamtquerschnittes)

**Tabelle 1.4** Definition der Korrosionsgrade und Beurteilung des Korrosionszustandes von Bewehrungsstählen gemäss Merkblatt SIA 2006 [SIA 1993].

## 1.3 Informationen zu den Systemen und Schadenfällen

### 1.3.1 Informationen zu den Systemen und Schadenfällen in der Schweiz

Im Sommer 1995 wurde im Rahmen des ersten Projektes [Hunkeler 1998] eine erste Umfrage durchgeführt, um zu eruieren, wo Schadenfälle infolge Korrosion an Spannstählen aufgetreten sind. Es wurden dabei folgende Stellen kontaktiert:

- Sämtliche Kantonsingenieure und Leiter der kantonalen Autobahnbüros
- Bundesamt für Strassen (ASTRA), Bundesamt für Verkehr (BAV), Amt für Bundesbauten (AFB), Bern
- Stadttingenieure mit grösseren Brückenbeständen
- Baudirektion SBB und die Brückeningenieure der Kreise
- EMPA, Dübendorf
- Anbieter von Spann-, Schrägseil- und Ankersystemen in der Schweiz.

Es wurde dabei nicht nur nach Schäden gefragt, sondern auch nach den Ergebnissen von detaillierten Zustandserfassungen. Zu den gemeldeten Objekten kamen noch jene hinzu, die den Verfassern aus ihrer Expertentätigkeit bereits bekannt waren. Für die anschliessende Bearbeitung der Objekte wurden die relevanten Dokumentationen zu den gemeldeten Fällen angefordert. Nach deren Erhalt sind diese erfasst, auf Vollständigkeit geprüft und ausgewertet worden.

Während der Bearbeitung des zweiten Berichtes wurde der Kontakt zu den oben genannten Stellen aufrechterhalten. Zudem wurde in Fachartikeln in verschiedenen Zeitschriften (tec 21, Schweizer Baublatt, Die Stadt, Die Schweizer Gemeinde, Kommunal Magazin) auf das Projekt aufmerksam gemacht und die Leser aufgerufen, der Forschungsstelle allfällige Schäden zu melden. Weiter wurden einzelne Ingenieurbüros gezielt angefragt.

Daneben wurden die Vorspann- und Ankerfirmen gebeten, ihre Dokumentationen zu Spann-, Schrägseil- und Ankersystemen der Forschungsstelle abzugeben.

Damit standen den Autoren folgende Unterlagen für die Erstellung des Berichtes zur Verfügung:

- Dokumentationen bisheriger Spann-, Schrägseil- und Ankersysteme (Firmendokumentationen, nach Anwendungsjahren geordnet, Zulassungen von Spann- und Ankersystemen, Dokumentation von Systemkomponenten)
- Dokumentationen der Schadenfälle der öffentlichen Hand sowie einzelner privater Eigentümer
- Dokumentationen der ZEBRA-Objekte [Vogel 1998, 2002]
- Berichte der EMPA über materialtechnische Untersuchungen an schadhaften Spannstählen.

Abschliessend möchten die Autoren dieses Berichtes auf die Schwierigkeiten hinweisen, die sich bei ihrer Arbeit ergaben. Oft war ein mehrmaliges Nachfragen erforderlich, was sich als sehr zeitraubend erwies. Es traten dabei ähnliche Probleme auf, wie sie bereits Nürnberger 1980 in seinem Bericht treffend formulierte [Nürnberger 1980]:

*"Nicht in jedem Fall konnten bei der Analyse und Auswertung dieser Schadensfälle die Zielvorstellungen eingehalten werden, auch war es unmöglich, Unterlagen über alle aufgetretenen Schäden zu erhalten. Bei der Beschaffung der Unterlagen wurde die fehlende Bereitschaft einer Reihe von Beteiligten deutlich, Informationen über Schäden weiterzugeben. Andererseits waren viele Informationen, insbesondere aber Literaturstellen, unvollständig. Bei zweifelhaften Fehlerangaben war es aber unmöglich, die Schadensursache selbst aufzuklären.*

*Unzureichende Detailangaben, insbesondere bei der Beschreibung der Schäden, zwangen vielfach die Formulierungen der Originalunterlagen beizubehalten, was jedoch zwangsläufig zu einer nicht einheitlichen Abfassung der Berichte und zu einer nicht einheitlichen Sprache führte.*

*Es sei in diesem Zusammenhang darauf verwiesen, dass eine Reihe von Untersuchungsbefunden und insbesondere die hieraus gezogenen Folgerungen nicht der Meinung des Verfassers entsprechen. Deshalb wurden in Kenntnis aller hier erarbeiteten Ergebnisse in Einzelfällen auch eigene Schlussfolgerungen gezogen, worauf in den Einzelbeiträgen besonders hingewiesen wird."*

*Die Auswertungen haben gezeigt, dass eine vollständige Erfassung und Analyse eines Schadensfalls nur in mühseliger Kleinarbeit erreicht werden kann. Um dies zu erleichtern, wird ein Leitfaden für zukünftige Analysen von Schadensfällen an Spannstählen infolge Korrosion und Risskorrosion erstellt, wie er aus der Sicht der hier diskutierten Fälle erscheint."*

Bei dieser Arbeit traf einzig die Feststellung der "fehlenden Bereitschaft einer Reihe von Beteiligten, Informationen über Schäden weiterzugeben" nicht zu. Dass sich die Informationsbeschaffung als sehr zeitraubend erwies, hatte mit der beruflichen Belastung der Kontaktpersonen und dem nicht immer optimalen Zustand der Archive zu tun.

Bei der Aufarbeitung der Berichte über Schadensfälle wurden immer wieder Lücken und Ungenauigkeiten bei der Zustandserfassung und bei der Beurteilung festgestellt. Um in Zukunft die Berichterstattung zu verbessern, wurde eine Wegleitung zur systematischen Erfassung von Schäden an Spannsystemen erstellt (Anhang 2 in [Hunkeler 1998]).

### **1.3.2 Informationen zu Schadensfällen im Ausland**

Parallel zur Beschaffung und Auswertung der Schäden an Spannstählen in der Schweiz hat die Forschungsstelle eine eingehende Literaturrecherche durchgeführt und ihr bekannte Fachleute persönlich angefragt, um die Schadensfälle im Ausland zu erfassen. Es war zunächst beabsichtigt, nur spektakuläre Schadensfälle neueren Datums zu beschreiben. Es zeigte sich aber, dass erstens Korrosionsschäden nur in wenigen Fällen zu einem katastrophalen Versagen geführt haben, was als sehr positiv für die Vorspanntechnik zu werten ist, und zweitens, dass viele Schäden nur unzureichend dokumentiert sind. Deshalb wurden bei diesem Teil der Arbeit auch weniger Aufsehen erregende, aber aussagekräftige Schäden und Mängel berücksichtigt.

Auffallend bei der Sichtung der vorhandenen Literatur war, dass eine weitaus grössere Anzahl Publikationen zu Korrosionsschäden an Spannsystemen vorliegt als für Schrägseil- oder Ankersysteme.

Zu Schäden an innen liegenden Spanngliedern mit nachträglichem Verbund liegen weit mehr Informationen vor als für externe Spannglieder, Spannglieder ohne Verbund oder für die Vorspannung mit sofortigem Verbund (Spannbett). Daraus darf aber nicht abgeleitet werden, dass innen liegende Spannglieder mit nachträglichem Verbund schadenanfälliger sind.

## 1.4 Gliederung des Berichts

Um die Lesbarkeit des Berichtes zu erleichtern, werden die

- Spannsysteme
- Schrägseilsysteme
- Ankersysteme

in separaten Kapiteln behandelt (**Kapitel 2 bis 4**). Die Anhänge sind in der gleichen Art gegliedert und enthalten die Beschreibungen der aufgearbeiteten Schadenfälle in der Schweiz.

## 1.5 Verfügbarkeit des ersten Berichts

Der 1998 publizierte Bericht über das erste Projekt „Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern“ [Hunkeler 1998] ist **vergriffen**. Sämtliche Erkenntnisse wurden daher in diesen Bericht integriert.

Die Anhänge des ersten Berichts, die „**Wegleitung zur systematischen Erfassung von Schäden an Spannsystemen**“ (Anhang 2 in [Hunkeler 1998] sowie die „**Wegleitung zum Erstellen und Instandsetzen von Sondieröffnungen bei Spanngliedern**“ des VSV (Verein Schweizerischer Vorspannfirmer) [VSV 1998] können als „Separatdruck“ zum Selbstkostenpreis von der TFB, Lindenstrasse 10, 5103 Wildegg, bezogen oder von der Homepage der TFB ([www.tfb.ch](http://www.tfb.ch)) herunter geladen werden.

## 1.6 Aufgaben der TFB im Rahmen des Projektes

Die TFB hat es übernommen, die im Rahmen des Projektes die Unterlagen zu Spann-, Schrägseil- und Ankersystemen zu sammeln, zu archivieren und diese für Interessierte zur Verfügung zu halten. Gleiches gilt auch für die vorhandenen Berichte und Dokumente über die im In- und Ausland aufgetretenen Schäden. Mit diesem Vorgehen soll sichergestellt werden, dass Informationen über die Systeme und Schadenfälle zugänglich bleiben.

Die TFB wird auch in Zukunft Informationen über neue Schäden entgegen nehmen und auswerten. Die Leser sind herzlich eingeladen, diese zentrale Dokumentation der Schadenfälle zu unterstützen.

## 2 Spannsysteme

### 2.1 Entwicklung der Spannbetonbauweise

Die Erfindung der Spannbetonbauweise gehört zu den markantesten Fortschritten in der Bautechnik. Sie löste im Brückenbau eine eigentliche Innovationswelle aus. In [Menn 1986, Brühwiler 2003] wird dazu Folgendes geschrieben (Zitat):

*"Einen umwälzenden Einfluss auf die weitere Entwicklung der Eisenbeton-Bauweise hatte die Einführung der Vorspanntechnik. Das Prinzip der Vorspanntechnik, das darin besteht, dass den Beanspruchungen aus äusseren Einwirkungen ein künstlich erzeugter und günstig wirkender Spannungszustand überlagert wird, war an sich schon im Altertum beim Schiffsbau oder bei der Herstellung von Fässern sowie später auch bei der Ausführung von Mauerwerk bekannt. Die ersten Versuche mit vorgespannten Eisenbetonbalken wurden bereits Ende des 19. Jahrhunderts durchgeführt. 1888 liess der deutsche Ingenieur W. Döhring die Herstellung von Platten, Latten und Balken für den Hochbau, bei denen zur Verminderung der Rissbildung gespannte Drähte einbetoniert wurden, patentieren. Zu einer verbreiteten baupraktischen Anwendung kam es aber vorerst nicht.*

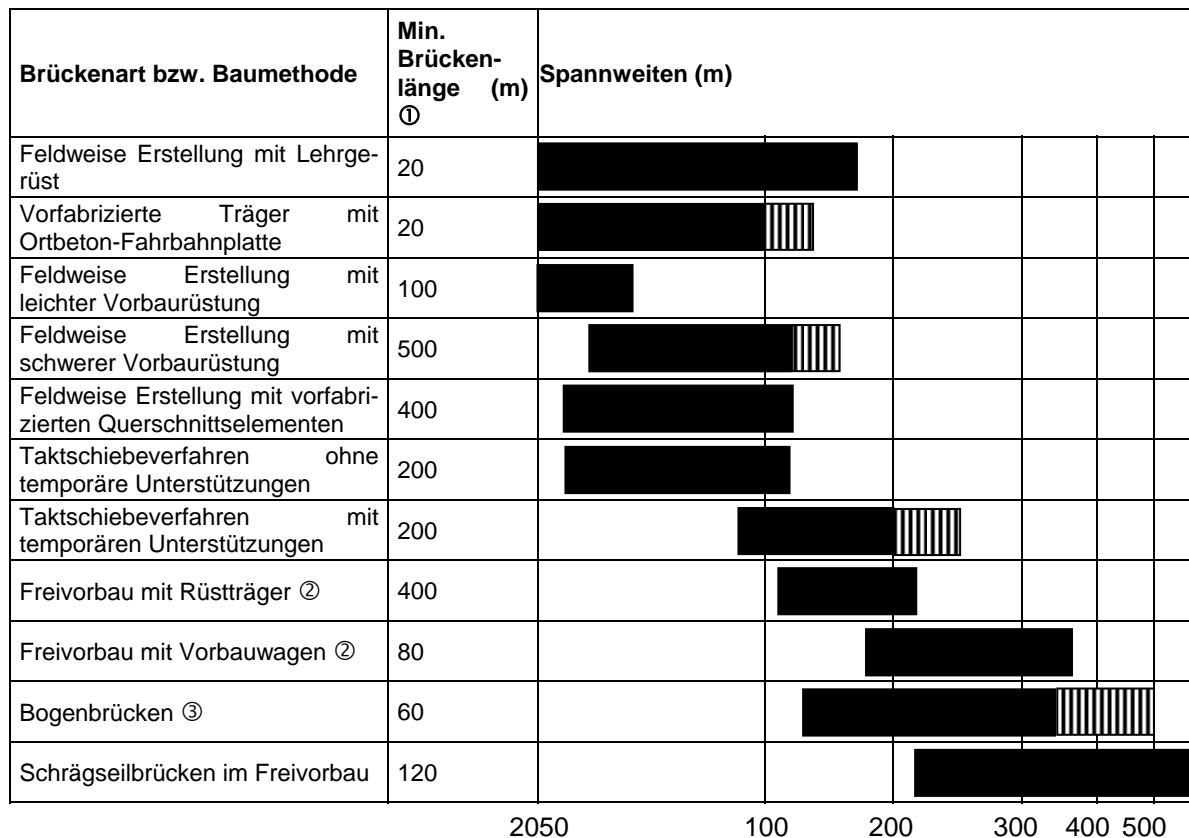
*Erst der überragende französische Ingenieur Eugène Freyssinet (1879-1962) erkannte die grosse Bedeutung und die vielseitigen Möglichkeiten dieser Technik. Er widmete sich intensiv der Entwicklung geeigneter Spannsysteme und liess von 1928 bis 1936 verschiedene Erfindungen von Spannpressen und Spanngliederverankerungen patentieren. 1935 konnte er der Société des Ingénieurs Civils de France mit dem viel beachteten Vortrag "Une révolution dans les techniques du béton" die ersten vorgespannten Bauwerke vorstellen. Freyssinet propagierte von Anfang an Vorspannung in Verbund mit hochfesten, möglichst stark vorgespannten Drähten, und zwar sowohl für die Herstellung vorgefabrizierter Elemente im Spannbettverfahren als auch für Ortsbeton mit eingelegten und nach dem Erhärten des Betons gespannten Kabeln.*

*Freyssinets Idee fand auch in Deutschland grosses Interesse. Franz Dischinger (1887-1953), einer der erfahrensten Eisenbetonkonstrukteure, wählte vorerst einen anderen Weg in der Anwendung der Vorspanntechnik. Er konzipierte Zuggurte ohne Verbund aus Stahl mit einer Festigkeit von  $520 \text{ N/mm}^2$  (St. 52), deren relativ kleine Vorspannung etwa  $220 \text{ N/mm}^2$  betrug. Als Spannglieder verwendete er Stangen mit einem Durchmesser von 70 mm, an die ungefähr 1 m lange Gewindestücke stumpf angeschweisst waren."*

Dank ihrer enormen Anpassungsfähigkeit und Flexibilität ermöglichte die Vorspanntechnik neuartige Tragwerksformen und Bauvorgänge. **Bild 2.1** zeigt Brückentypen und Baumethoden in Abhängigkeit von der Spannweite."

Die wichtigsten Impulse für die Entwicklung des Spannbetonbaus in den 1930er-Jahren kamen von Eugène Freyssinet in Frankreich und von Franz Dischinger in Deutschland. Während Freyssinet von Anfang an auf Spannglieder mit Verbund setzte, spannte Dischinger seine erste Brücke mit aussen liegenden Spanngliedern ohne Verbund vor. In der Folge setzte sich die Vorspannung mit Verbund durch, wobei seit den frühen 1980er-Jahren im Zusammenhang mit der Segmentbauweise und der Verstärkung bestehender Tragwerke die Vorspannung mit externen Spanngliedern wieder vermehrt zum Zuge kommt.

In den frühen 1940er-Jahren wurden die Ideen Freyssinet's in der Schweiz aufgenommen. Es waren die SBB, welche 1943 den Bau der weltweit ersten Eisenbahnbrücke in Spannbeton ermöglichten. Diese heute noch bestehende Brücke im Bereich des Bahnhofs Freiburg bildet einen Teil der Überdeckung der „Passage du Cardinal“ und trägt zwei Rangiergeleise. Der Bau der ersten vorgespannten Strassenbrücke in der Schweiz erfolgte 1950.



**Bild 2.1:** Gebräuchlichste Brückenarten bzw. Baumethoden in Abhängigkeit der Spannweite [Matt 1993]. *Anmerkung:* In der Zwischenzeit haben sich die maximalen Spannweiten bei Freivorbaubrücken (bis 300 m) und insbesondere bei Schrägseilbrücken erhöht (z.B. die sich im Bau befindliche Stonecutters Bridge in Hongkong mit 1'018 m und die Sutong Bridge in China mit 1'088 m).

- ① Minimal erforderliche Brückengesamtlänge, damit Methode wirtschaftlich ist
- ② Ort beton oder vofabrizierte Querschnittssegmente
- ③ Auf Lehrgerüst oder im rückverankerten Freivorbau

Die Spannbetonbauweise kommt hauptsächlich in den folgenden Bereichen zur Anwendung:

### Brückenbau

Über 80% der seit der Einführung des Spannbetons gebauten Brücken sind in dieser Bauweise erstellt worden (bezogen auf die Brückenfläche).

### Behälterbau

Bereits sehr früh wurden vorgespannte Flüssigkeitsbehälter aus Spannbeton gebaut. Später kamen Faulschlammbehälter sowie Zement- und Klinkersilos hinzu. Neben der Verwendung von innen liegenden Spanngliedern im Verbund, wurden Behälter auch mittels Wickelverfahren vorgespannt. Einen Sonderfall des Wickelverfahrens bilden vorgespannte Rohre, die aber in der Schweiz keine grosse Verbreitung fanden.

Mit dem Aufkommen der so genannten Monolitzen (Vorspannung ohne Verbund) wurden Behälter mit solchen sowohl innen- wie aussen liegenden Spanngliedern vorgespannt. Einen weiteren Sonderfall stellen die vorgespannten Druckstollen im Wasserkraftwerkbau dar, bei denen sowohl Spannglieder mit als auch solche ohne Verbund zur Anwendung gelangten.

## Hoch- und Industriebau

Auch im Hoch- und Industriebau hat die Vorspanntechnik sehr früh Einzug gehalten, vorerst vor allem bei weit gespannten Trägerkonstruktionen, ab Mitte der 1970er-Jahre zusätzlich in beachtlichem Ausmass bei punktgestützten Flachdecken.

Die erste schweizerische Norm, die Anforderungen an Spannsysteme enthielt, war die 1968 in Kraft gesetzte Norm SIA 162 [SIA 1968]. Allerdings wurde die Umsetzung damals nicht durchgesetzt und überprüft. Dies änderte sich mit den 1989 in Kraft gesetzten Normen SIA 162 „Betonbauten“ und SIA 162/1 "Betonbauten - Materialprüfung" [SIA 1989b]. Wegen der darin festgelegten Qualitätsüberwachung (erstmalige Prüfung sowie dokumentierte Eigen- und Fremdüberwachung) sind die Spannsysteme seither systematisch dokumentiert worden. Für den Brückenbau stellt die ASTRA/SBB-Richtlinie „Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten“ [ASTRA 2001] eine weitere Verbesserung dar. Darin wurden für gewisse Anwendungen weltweit erstmals elektrisch isolierte Spannglieder gefordert.

Gemäss der seit dem 1. Januar 2003 gültigen Norm SIA 262 (Übergangsfrist bis am 30. Juni 2004) dürfen Spannsysteme nur verwendet werden, wenn deren Eignung durch ein technisches Zulassungsverfahren und eine Konformitätsbewertung gemäss den Angaben in Norm SIA 261/1 nachgewiesen ist (Ziffer 3.4.1.2) [SIA 2003a]. Die Norm SIA 262 stützt sich für die Spannsysteme im Wesentlichen auf die Leitlinie ETAG 013 „Post-tensioning kits for prestressing of structures“ der European Organisation for Technical Approvals (EOTA) [EOTA 2002] ab. Die Zulassungsstelle in der Schweiz ist die EMPA, die durch die Expertengruppe Spannsysteme (EGS) unterstützt wird. Schweizerische Zulassungen für Spannsysteme gemäss „Leitfaden für die Zulassung von Spannsystemen gemäss der ETAG 013“ [EMPA 2003] sind voraussichtlich auf in nächster Zeit zu erwarten.

In den folgenden Kapiteln werden innen und aussen liegende Spannsysteme ohne und mit nachträglichem sowie mit sofortigem Verbund behandelt.

## **2.2 Firmen**

In der Schweiz sind seit vielen Jahren die folgenden fünf Firmen, die Spannsysteme entwickelt haben und auf dem Markt anbieten, präsent (in Klammer: Gründung der Firma)

- AVT Anker + Vorspanntechnik AG, Tafers (1961 unter dem Namen Element AG in Bern)
- Freyssinet SA, Moudon (1964)
- SpannStahl AG, Hinwil (1968)
- Stahlton AG, Zürich (1945)
- VSL (Schweiz) AG, Subingen (1954 unter dem Namen Précontrainte SA in Lausanne gegründet).

Seit dem Jahr 2000 verfügt auch die deutsche Firma SUSPA GmbH über eine Zulassung. Sie ist in der Schweiz durch die Firma Geniteam SA, Aclens, vertreten. Es ist nicht auszuschliessen, dass in Einzelfällen weitere ausländische Firmen ihr Spannsystem in der Schweiz eingesetzt haben.

## **2.3 Verwendete Spannstähle**

### **2.3.1 Allgemeines**

Die Herstellung von Spannstählen veränderte sich über die Jahre. Nicht immer brachten die Veränderungen eine Qualitätsverbesserung. So hat z.B. die Einführung des Luftpentierens im Gegensatz zum Bleipentieren bei Drähten und Litzen in den Anfangsjahren in Einzelfällen zu Problemen geführt (erhöhte Querdruckempfindlichkeit, raue Oberflächen mit erhöhter Reibung).

Ein vollständiger Überblick über die in der Schweiz je verwendeten Spannstähle ist nicht möglich, weil heute dazu die Unterlagen fehlen.

In Bezug auf die Festigkeiten von Drähten und Litzen sind über die Jahrzehnte unterschiedliche Angaben zu finden. Erst die Norm SIA 162 [SIA 1989b] hat eine klare Klassifikation geschaffen. Diese Norm wurde 2003 durch die Normen SIA 262 und SIA 262/1 [SIA 2003a] abgelöst. Diese basiert auf den Festlegungen zu den Spannstählen auf der vierteiligen europäischen Norm prEN 10138 [CEN 2002].

Sowohl Drähte als auch Litzen werden aus patentiertem Walzdraht im Kaltziehverfahren hergestellt, währenddem Stäbe oder Stangen warmgewalzt, gereckt und angelassen werden.

Schlussvergütete Ovalrippenstähle (Drähte) wurden in den 1950er-Jahren teilweise beim Verfahren Baur-Leonhardt verwendet, was damals zu gravierenden Schäden führte (siehe **Kapitel 2.7.2** und **SH-02**). Ob solche Stähle in der Schweiz in Einzelfällen mit anderen ausländischen Spannsystemen zum Einsatz kamen, konnte nicht schlüssig geklärt werden, ist aber auf Grund der gemachten Abklärungen unwahrscheinlich.

### 2.3.2 Drähte

Bis ca. 1965 wurden in der Schweiz fast ausschliesslich Drähte eingesetzt, zu Beginn mit einem Durchmesser von 5 mm, später auch mit einem Durchmesser von 6, 7 und 8 mm (mit glatter oder leicht profilierter Oberfläche). Seit einigen Jahren werden nur noch glatte Drähte mit Durchmesser 7 mm verwendet.

Die Norm SIA 262 [SIA 2003a] lässt Drahtdurchmesser von 3 bis 10 mm zu.

### 2.3.3 Litzen

Mit der Entwicklung der Litzen Spannverfahren in den 1960er-Jahren wurden in zunehmendem Mass 7-drähtige Litzen mit den Durchmessern 13 mm (0.5“) und 15 mm (0.6“) verwendet. Diese Durchmesserzahlen sind als Typenangaben zu verstehen, unter denen es noch Varianten gibt. Deshalb hat es sich seit einiger Zeit durchgesetzt, von standardisierten Querschnittsflächen auszugehen.

Die Norm SIA 262 [SIA 2003a] lässt Litzen mit einem Durchmesser von 12.9, 15.2 und 15.7 mm zu (entspricht einer Querschnittsfläche der Litzen von 100, 140 und 150 mm<sup>2</sup>).

### 2.3.4 Stäbe (Stangen)

Für kürzere Spannglieder, beispielsweise für die Quervorspannung von Fahrbahnplatten, wurden ab Mitte der 1960er-Jahre oftmals Gewindestangen oder glatte Stangen mit an den Enden aufgerollten Gewinden bis zu  $\varnothing$  36 mm, vorzugsweise der Stahlgüten 835/1030 und 1080/1230 verwendet (i.a. warmgewalzt, gereckt und angelassen). Inwieweit in der Schweiz auch die Stahlgüte 1080/1320 bei Brücken eingebaut wurde, entzieht sich der Kenntnis der Autoren dieses Berichts. Laut Angaben der Lieferfirma (SpannStahl AG) ist dies allerdings kaum wahrscheinlich. Dieses Material erwies sich in anderen Ländern als empfindlich gegen Spannungsrisskorrosion bzw. Wasserstoffversprödung und musste nach dem Auftreten einer grösseren Anzahl von Schadenfällen vom Markt genommen werden.

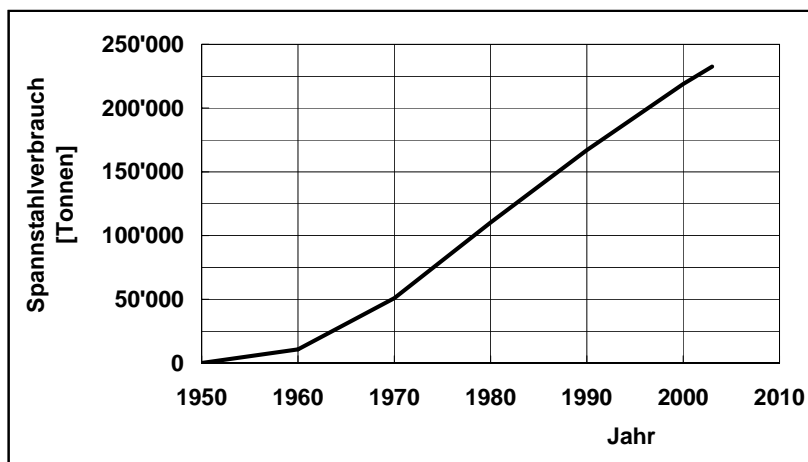
Während in der Vergangenheit für diese Spannglieder der Begriff „Stangen“ verwendet wurde, spricht die Norm SIA 262 [SIA 2003a] von Stäben (glatt oder gerippt). Sie lässt Stabdurchmesser von 20 bis 36 mm zu. Mit der Zulassung der SpannStahl AG vom 12.06.03 wird neuerdings

in der Schweiz anstelle von St 835/1030 und St 1080/1230 nur noch der Stahl St 950/1050 verwendet.

### 2.3.5 Eingebaute Spannstahlmengen

Um die erfassten Schäden an Spannstählen in Relation zur insgesamt in der Schweiz eingebauten Spannstahlmenge setzen zu können, wurden die fünf auf dem Schweizer Markt engagierten Schweizer Firmen um entsprechende Angaben gebeten. Obwohl genaue Angaben nicht lückenlos verfügbar sind und teilweise geschätzt werden mussten, können die ermittelten Mengen doch als recht zuverlässig gelten.

Auch wenn bereits vor 1950 einige Spannbetonbauwerke erstellt wurden, so beginnt die Erfassung erst mit diesem Jahr, in dem der eigentliche Aufschwung begann. **Bild 2.2** zeigt die seit 1950 bis 2003 eingebaute Spannstahlmenge. Der auf die einzelnen Dekaden aufgeteilte Spannstahlverbrauch geht aus der **Tabelle 2.1** hervor. Die geschätzten prozentualen Anteile der verschiedenen Anwendungen an der Gesamtmenge von über 230'000 t gehen aus der **Tabelle 2.2** und **Bild 2.3** hervor.



**Bild 2.2**

Insgesamt in der Schweiz eingebaute Spannstahlmenge in Tonnen von 1950 bis 2003 (Angaben von den in der Vorspanntechnik aktiven Firmen in der Schweiz).

Zeit	Spannstahlverbrauch, t
bis 1960	10'700
1961 - 1970	40'200
1971 - 1980	59'300
1981 - 1990	56'900
1991 - 2000	51'700
2001 - 2003	13'800
<b>Total 1950 - 2003</b>	<b>232'600</b>

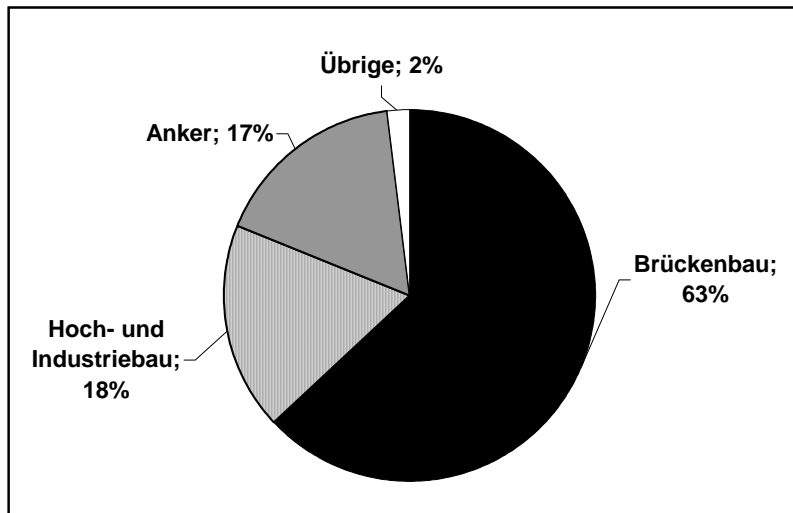
**Tabelle 2.1**

Eingebaute Spannstahlmengen in der Schweiz von 1950 bis 2003.

Anwendung	Spannstahlverbrauch, t	Anteil
Brückenbau	146'500	63%
Hoch- und Industriebau	41'900	18%
Anker	39'500	17%
Übrige (Behälterbau usw.)	4'700	2%

**Tabelle 2.2**

Prozentuale Anteile der verschiedenen Anwendungen an der Gesamtmenge der eingebauten Spannstahlmenge in der Schweiz von 1950 bis 2003 (Schätzung 2004).

**Bild 2.3**

*Aufteilung der in der Schweiz von 1950 bis 2003 eingebauten Spannstahlmenge auf die Anwendungsgebiete (Schätzung 2004).*

Der grösste Anteil der Spannstähle wurde demnach im Brückenbau verwendet. Ausgehend von einem mittleren Spannstahl-Laufmetergewicht eines Spanngliedes von 12.5 kg (entspricht ungefähr dem Mittel von üblicherweise im Brückenbau verwendeten Spanngliedtypen wie 42 Drähte  $\varnothing$  7 mm oder 12 Litzen  $\varnothing$  13 mm bzw.  $\varnothing$  15 mm) ergibt sich im Brückenbau eine eingebaute Spanngliedlänge von total über 11.8 Mio Laufmetern (11'800 km).

Unter der Annahme einer mittleren Spannweite von 30 m ergeben sich gegen 430'000 Spannglieder mit gegen 860'000 Hochpunkten (d.h. Endverankerungen oder Hochpunkte über Stützen), die erfahrungsgemäss bevorzugte Angriffsstellen für Korrosion sein können.

Die Forschungsstelle schätzt, dass bei den Anker etwa 80 bis 85% der Spannstahlmenge für temporäre und 15 bis 20% für permanente Anker eingesetzt wurden.

## 2.4 Beschreibung der Spannsysteme

### 2.4.1 Allgemeines

In den 1950er- und 1960er-Jahren wurden vor allem in Europa über 100 verschiedene Spannsysteme entwickelt und angewandt. Die spätere wirtschaftliche Entwicklung hat eine starke Selektion bewirkt, so dass heute weniger als 10 Systeme noch eine Bedeutung haben.

In der Schweiz sind auf dem Gebiet der Vorspanntechnik seit vielen Jahren die bereits in **Kapitel 2.2** erwähnten fünf Firmen tätig. Jede der genannten Firmen verfügt über mehrere Spannsysteme, die sich im Laufe der Zeit auch verändert haben. Für einzelne Bauwerke wurden auch Sonderlösungen entwickelt und eingebaut. Überdies wurde in den Anfängen mindestens auch noch das Verfahren Baur-Leonhardt verwendet.

Bei der Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung bestehender Spannbetonbrücken sind demnach die Fachleute mit einer Vielzahl von Systemen konfrontiert, die zusätzlich in manchen Fällen nur ungenügend dokumentiert sind. Dies gilt nicht nur für den Wissensstand in den Firmen, da viele Spannbetonpioniere bereits im Ruhestand sind und auch die Archive kaum mehr bis in die früheren Zeiten zurückreichen, sondern auch für viele Ausführungsdossiers (Sammlung der Bauwerksakten) der Bauherren, die teilweise nur rudimentäre Angaben zum verwendeten Spannsystem enthalten.

Die TFB Wildegg hat im Rahmen dieses Forschungsauftrages in Zusammenarbeit mit den Anbietern von Spannsystemen eine zentrale Dokumentation über die in der Schweiz eingesetzten Spannsysteme aufgebaut. Mit dieser Dokumentation sollen die heute noch verfügbaren Sys-

temunterlagen sichergestellt und die zukünftig neuen Systeme inklusive deren Zulassungen erfasst werden. Die Systemunterlagen sind für die Zustandserfassung als auch für die Zustandsbeurteilung bestehender vorgespannter oder verankerter Bauwerke von grossem Nutzen. Auszüge aus den Systemunterlagen können zum Selbstkostenpreis von der TFB bezogen werden.

## 2.4.2 Spannsysteme

Nebst den zwei Hauptanwendungsarten der Vorspanntechnik, der Vorspannung mit sofortigen Verbund (engl.: pre-tensioning; franz.: la prétension), auch Spannbettvorspannung genannt, und der Vorspannung mit nachträglichem Verbund (engl.: post-tensioning; franz.: la post-tension) gibt es weitere, heute angewendete Spezialverfahren, wie die interne Vorspannung ohne Verbund (z.B. Monolitzen), Vorspannung mittels Umwicklung (Wickelverfahren für Behälter), externe Spannglieder (z.B. externe Vorspannung) oder Schrägseile.

Für diese bekannten Spannsysteme werden Spannstähle in Form von Drähten, Litzen und Stäben (Stangen) eingesetzt (**Tabelle 2.3**).

Spannsystem	Drähte		Litzen		Stäbe	
	mit Verbund	ohne	mit Verbund	ohne	mit Verbund	ohne
Interne Spannglieder <ul style="list-style-type: none"> <li>• Draht- oder Litzenbündel</li> <li>• Monolitzen</li> <li>• Stäbe (Stangen)</li> </ul>	X	X	X	X	X	X
Externe Spannglieder	(X <sup>1</sup> )	X	(X <sup>1</sup> )	X		X
Spannbett-Verfahren	X		X		X	
Wickelverfahren	X					
Schrägseile	(X <sup>1</sup> )	X	(X <sup>1</sup> )	X		X

<sup>1)</sup> Evtl. im Bereich von Umlenkstellen.

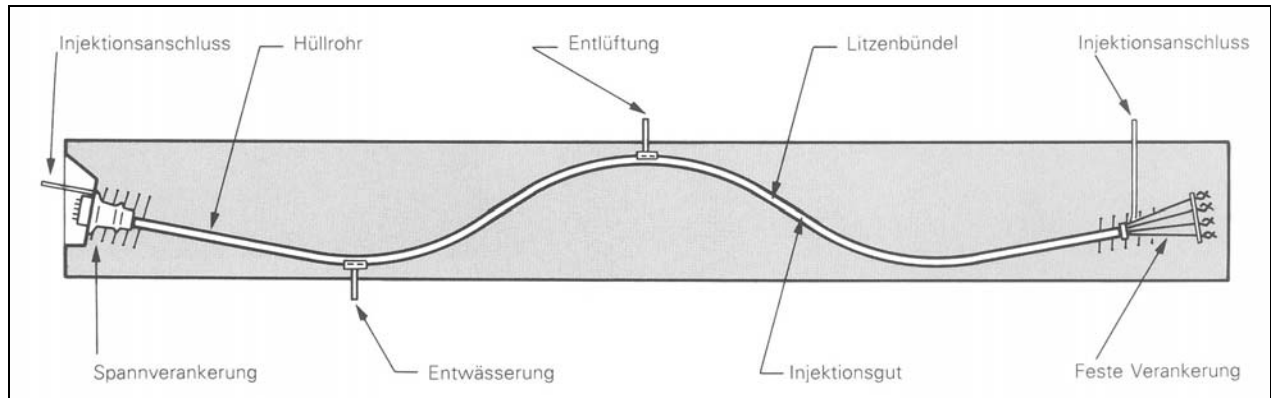
**Tabelle 2.3** Übersicht über die Spannsysteme mit den verschiedenen Spannstählen.

## 2.4.3 Spannglieder mit Verbund

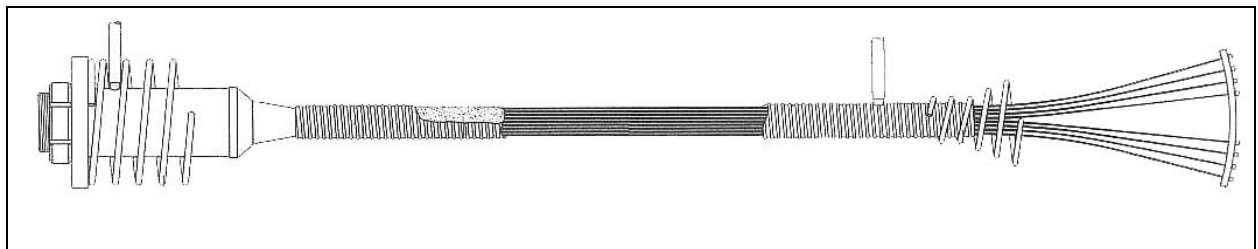
Spannglieder mit nachträglichem Verbund (interne Spannglieder) werden entweder werksgefertigt oder auf der Baustelle zusammgebaut. Im ersten Fall werden die Spannglieder fertig zusammgebaut auf die Baustelle gebracht und dann in die Schalung bzw. in die Bewehrung gelegt und dort befestigt. Im zweiten Fall werden die einzelnen Systemteile auf die Baustelle geliefert. In einem ersten Schritt werden Hüllrohre und die Verankerungen montiert und anschliessend der Spannstahl vor oder nach dem Betonieren in die Hüllrohre eingestossen oder eingezogen. Nachdem der Beton eingebracht und erhärtet ist, werden die Spannglieder mittels hydraulischer Pressen gespannt, was in mehreren Stufen erfolgen kann. Nach der letzten Spannstufe wird zementöses Füllgut in die Hüllrohre injiziert, so dass der nachträgliche Verbund entsteht, der diesem Verfahren den Namen gegeben hat. Das Verfahren erlaubt eine sehr grosse Konzentration der Kräfte mit Spanngliedern bis zu 10 MN Bruchkraft. Die Spannglieder können zudem dem Verlauf der inneren Kräfte entsprechend verlegt werden. Der geometrische Verlauf solcher Spannglieder führt zu Hoch- und Tiefpunkten, die beim Injektionsvorgang eine spezielle Entlüftung erfordern.

Die Spannglieder verfügen in der Regel über die folgenden Systemkomponenten (**Bild 2.4**):

- Spannstahl
  - Hüllrohr
  - Injektionsrohre
  - Entlüftungsrohre
  - Verankerungen
  - Kupplungen
  - Füllgut
  - Korrosionsschutz
  - Spanngliedhalterungen
- Drähte, Litzen oder Stangen  
aus Metall oder Kunststoff, gewellt oder glatt  
aus Metall und/oder Kunststoff  
beweglich und fest  
beweglich und fest  
zementös oder plastisch  
Abdichtungen, Isolationen  
mit und ohne Auflagerschalen.



a)



b)



c)

**Bild 2.4**

a) Vorspannung mit nachträglichem Verbund (schematische Darstellung), b) Darstellung eines Spanngliedes mit den wichtigsten Systemkomponenten und c) Beispiel einer Stützenstreifenvorspannung für eine Flachdecke (Unterlagen Stahlton).

### Hüllrohre

In den weitaus meisten Fällen sind bisher gefalzte oder längsgeschweisste Wellhüllrohre aus dünnwandigem Stahlblech zur Anwendung gelangt (**Bild 2.5**). Die Wandstärken variieren je nach Hüllrohrgröße und Einbauart des Spannstahles zwischen 0.20 und 0.40 mm. In Einzelfällen ist auch verzinktes Stahlblech verwendet worden. Als Verbindungsmuffen kommen normalerweise Hüllrohrstücke mit dem nächst größeren Durchmesser und einer Mindestlänge von 4 Mal den Hüllrohrdurchmesser (min. 20 cm) zum Einsatz. Die Muffenenden werden mit einem Dichtungsband abgedichtet (Anmerkung: Unter dem Dichtungsband ist Korrosion möglich: siehe dazu **Kapitel 2.7.2**, Stichwort: Hüllrohre). Die Metallhüllrohre können im Allgemeinen bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund nicht den eigentlichen Korrosionsschutz für den Spannstahl gewährleisten. Die geringe Wandstärke des Hüllrohres bietet einem Korrosionsangriff durch Feuchtigkeit und Chloride nur wenig Widerstand. Glatte Hüllrohre aus Stahl mit Wandstärken bis 2 mm wurden in den 1950er-Jahren und später in Ausnahmefällen eingesetzt. Der Verbund zwischen Spannglied und Beton ist dadurch abgemindert.



a)



b)



c)



d)



e)

**Bild 2.5** Gewelltes Stahlhüllrohr: a) mit und ohne Dichtungsband bei einem Stoss und b) mit Entlüftungsstutzen. Gewelltes Kunststoffhüllrohr: c) mit Kupplungsstück, d) Hüllrohrabstützung und e) Entlüftungsstutzen [fib 2004b].

Für die Injektions- und Entlüftungsrohre wurden glatte oder gewellte Kunststoffrohre oder teilweise auch glatte Stahlrohre verwendet. Nach dem Injizieren sind die Rohrerüberstände an den Betonoberflächen abgetrennt worden, d.h. meistens auf OK Fahrbahnplatte.

In den Jahren 1966 bis ungefähr 1974 wurde in der Schweiz eine erste Generation von gewellten Kunststoffhüllrohren eingebaut. Diese waren damals billiger als die Stahlwellrohre. Die Erdölkrise in den 1970er-Jahren führte zu höheren Preisen, worauf Kunststoffhüllrohre wieder vom Markt verschwanden. Es wurde damals aber doch die beachtliche Menge von über 300'000 m eingebaut, so beispielsweise bei ungefähr 60 der vorfabrizierten Standardüberführungen der Nationalstrassen, beim "Viaduc de Chillon" und beim "Pont sur la Veveyse en Gilamont". Als Material kam in der Regel HDPE (Polyethylen hoher Dichte) zur Anwendung, in Einzelfällen aber auch PVC (Polyvinylchlorid).

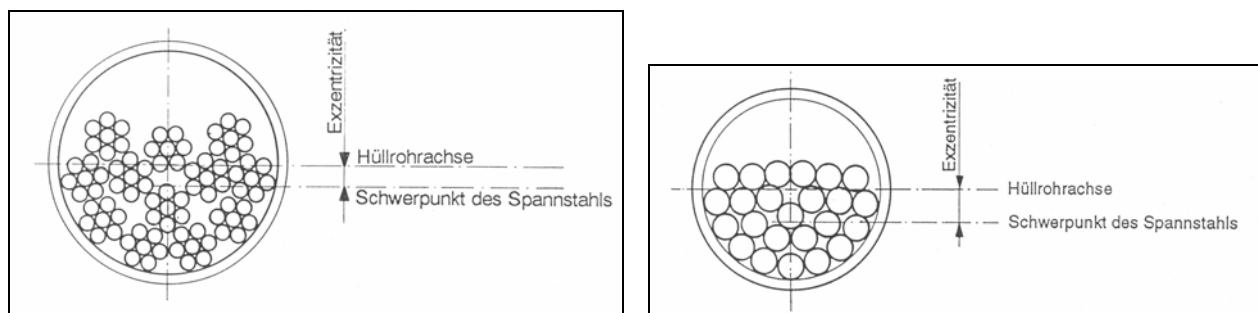
Verschiedene Gründe wie aufgetretene Korrosionsschäden an Spanngliedern haben dazu geführt, dass seit den frühen 1990er-Jahren bei Spannsystemen höhere Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und an die Überwachbarkeit gestellt werden. Dies kann heute mit robusten Kunststoffhüllrohren und elektrisch isolierten Spanngliedern erreicht werden. Mit der Entwicklung eines neuen robusten Hüllrohrsystems aus PP (Polypropylen) und Polyethylen (PE) wurde in den 1980er-Jahren begonnen und die Zulassung hierzu wurde im Mai 1994 erteilt (**Bild 2.5**). Heute sind die Anforderungen an Metallhüllrohre in europäischen Normen festgelegt [CEN 2003b], jene für Kunststoffhüllrohre in einem technischen Bericht der fib [fib 2000].

### Querschnittsverhältnis Spann Stahl / Hüllrohr bei Spanngliedern

Das Verhältnis von Spann Stahlquerschnitt zum Hüllrohrquerschnitt wird bestimmt durch den Einbau des Spann Stahls in das Hüllrohr und durch die Verfüllung des Restquerschnittes mit Füllgut. Ein zu kleiner Hüllrohrquerschnitt im Verhältnis zum Spann Stahlquerschnitt führt zu Behinderungen beim Einbau des Spann Stahls (Drähte, Litzen oder Stangen) und Einpressen des Füllgutes. Zu enge Querschnitte wirken sich aber auch nachteilig beim Spannvorgang aus (z.B. Reibung). Früher betrug das Verhältnis Spann Stahlquerschnitt zum äusseren Hüllrohrquerschnitt 40 bis 50%. Heute sind die entsprechenden Werte etwas tiefer angesetzt, um eine vollständige Verpressung sicherstellen zu können.

### Lage der Spanndrähte im Hüllrohr

Die gespannten Drähte oder Litzen liegen je nach Krümmung des Spanngliedes (Hoch- und Tiefpunkt) bzw. wegen der Radien in Längsrichtung (z.B. Querschnitts- oder Richtungsänderungen, Ausführungsgenauigkeiten) als Bündel oben, unten oder an der Seite des Hüllrohres an (**Bild 2.6**). Das zementöse Füllgut dringt beim Verpressen der Spannglieder nur schwer oder überhaupt nicht in das Innere der Paralleldrahtbündel ein, da die Drähte satt aufeinander gepresst werden. Dies bedeutet, dass nur die äusseren Drähte des Bündels mit Füllgut mehr oder weniger vollständig umhüllt werden. Die Hohlräume im Inneren des Drahtbündels sind im Extremfall nur mit Luft gefüllt. Bei den Litzenbündeln vermag das Füllgut wegen den spiralförmig angeordneten Litzendrähten besser in die Hohlräume zwischen den Litzen einzudringen.



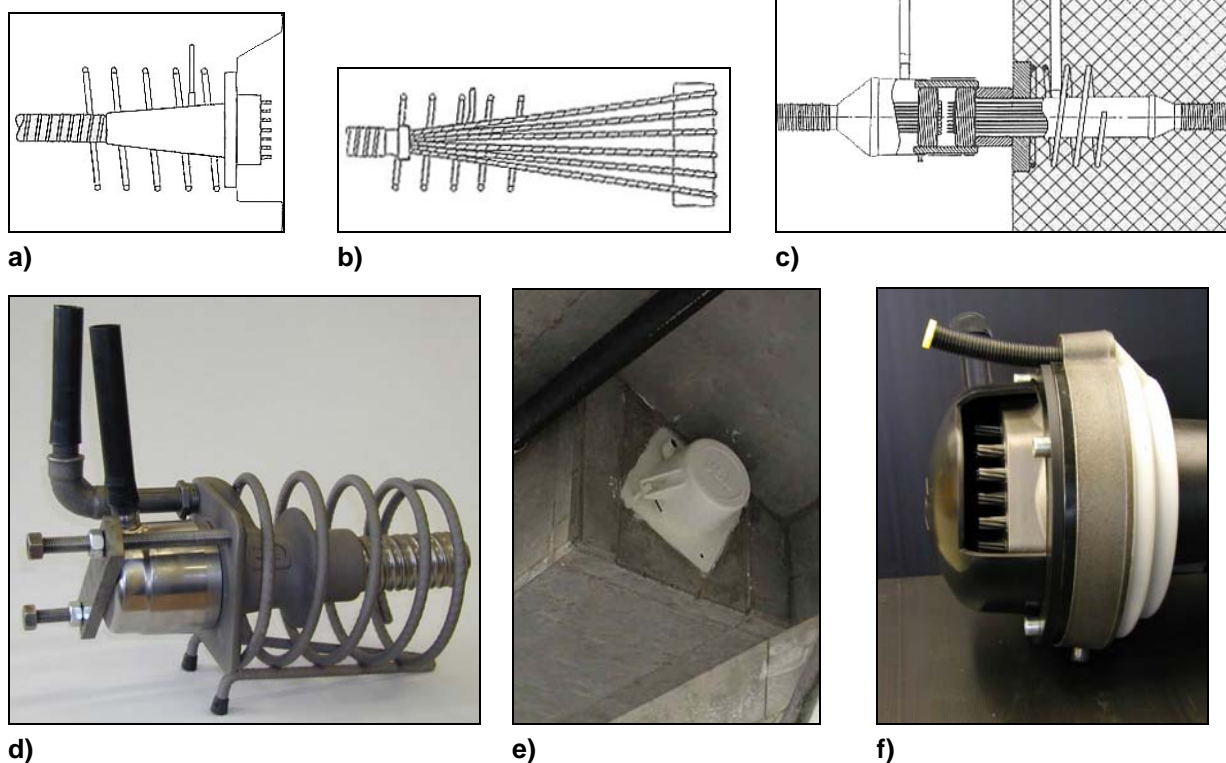
**Bild 2.6** Exzentrizität der Spannstähle bei Krümmungen der Spannglieder (Unterlagen AVT).

Die starke Profilierung des gewellten Hüllrohres (ca. 6 mm) sollte nebst der Verbundwirkung Beton/Spannglied auch gewährleisten, dass das Füllgut sich rund um die Spanndrähte radial

verteilen kann. Liegen die Spanndrähte im Wellental des Hüllrohres an, wird die Kontaktfläche zwischen Spannstahl und Hüllrohr nicht mit alkalischem Füllgut umgeben. Diese Kontaktfläche wird noch grösser, wenn die Hüllrohrprofilierung durch den Reibungs- und Anpressdruck der Spanndrähte deformiert wird (z.B. bei früheren Kunststoffhüllrohren). Liegen die Paralleldrahtbündel oder Litzen zentrisch im Hüllrohr, so sind alle äusseren Drähte mit Füllgut umgeben. Diese Situation ist vor allem zwischen den Wendepunkten im geradlinigen Verlauf des Spanngliedes zu erwarten.

### Verankerungen und Kupplungen

Bei Verankerungen wird zwischen Spann- und Festankern unterschieden; bei den Kupplungen zwischen festen und beweglichen Typen (**Bild 2.7**). Im Laufe der Zeit sind auch innerhalb des gleichen Spannsystems unterschiedliche Verankerungen und Kupplungen zum Einsatz gekommen. Auch in diesem Bereich sind die Dokumentationen der verwendeten Spannsysteme unvollständig.



**Bild 2.7** Schematische Darstellungen: a) bewegliche, spannbare Verankerung (Unterlagen AVT), b) feste, nicht spannbare Verankerung (Unterlagen AVT) und c) Kupplung mit Abspannung (Unterlagen BBRV), d) temporäre Ankerhaube zum Verpressen, e) permanente metallische Ankerhaube und f) permanente Ankerhaube aus Kunststoff. Bilder d) bis f) aus [fib 2004b].

### Zementöses Füllgut

Das zementöse Füllgut (häufig auch als Zementsuspension, Injektionsgut, Injektions- oder Einpressmörtel bezeichnet, engl.: cementitious grout) in Spanngliedern mit nachträglichem Verbund setzt sich zusammen aus Portlandzement, Wasser und Zusatzmitteln [CEN 1996]. Es muss zwei Hauptaufgaben übernehmen: a) wirksamer Verbund zwischen Spannstahl und Betonbauteil und b) dauerhafter, aktiver Korrosionsschutz des Spannstahls. Dazu müssen sämtliche Hohlräume im Inneren des Spanngliedes vollständig ausgefüllt und der umhüllte Spannstahl in ein alkalisches Milieu eingebettet sein.

Das zementöse Füllgut besteht normalerweise aus einem Gemisch von Portlandzement und Wasser mit Zusätzen zur Verbesserung der Fließfähigkeit sowie zur Reduktion des Schwindens und der Wasserausscheidung (Bluten).

Vor der Einführung der Norm SIA 162 im Jahre 1989 gab es in der Schweiz keine Vorgaben hinsichtlich der Eigenschaften des Füllgutes. Bis dahin waren die Anbieter frei, ihre Produkte zu optimieren. In den Jahren danach zeigte es sich, dass beim Füllgut weitere Verbesserungen notwendig sind [fib 2002]. In der Norm SIA 262 [SIA 2003a] wird neu nun von Spezialfüllgut gesprochen. Dies soll klar machen, dass dieses Füllgut eine höhere Qualität hat als die früher verwendeten Produkte. Heute sind die Anforderungen gemäss der ETAG 013 [EOTA 2002] massgebend. Von besonderer Bedeutung sind die höheren Anforderungen an das Fliessvermögen und die Nachweise des geringen Blutens.

Das Fliessvermögen des Füllgutes muss während des Einpressens so hoch sein, dass es gut gepumpt werden kann. Es muss aber auch in der Lage sein, Luft und Absetz- bzw. Restwasser im Hüllrohr herauszudrücken. Das Fliessvermögen muss ausserdem über einen bestimmten Zeitraum aufrechterhalten bleiben. Es besteht sonst die Gefahr vom Verstopfen des Hüllrohres während des Verpressens oder der Rissbildung infolge gleichzeitigem Quellen und Abbinden.

Die Wasserabsonderung des Füllgutes muss gering sein, damit ein übermässiges Entmischen und Absetzen der Bestandteile des Füllgutes vermieden wird.

Auch an die Durchführung des Verpressens werden heute höhere Anforderungen gestellt.

### **Temporärer Korrosionsschutz**

Mit der Einführung der Norm SIA 262 wurden maximale Fristen zwischen dem Einbau bzw. Spannen des Spannstahls und dem Injizieren der Hüllrohre vorgegeben. Diese Fristen sollen gewährleisten, dass Korrosionsschäden an Spannstahl und Hüllrohren vermieden werden. Falls das Eindringen von Feuchte verhindert wird, gelten die nachfolgend aufgeführten maximalen Fristen:

- Im Werk gefertigte Spannglieder: 12 Wochen zwischen dem Herstellen des Spannglieds und dem Injizieren, davon 4 Wochen in der Schalung und 2 Wochen in gespanntem Zustand.
- Auf der Baustelle gefertigte Spannglieder: 6 Wochen zwischen dem Einbau des Spannstahls und dem Injizieren, davon 2 Wochen in gespanntem Zustand.

Können diese Fristen nicht eingehalten werden, sind Massnahmen zu ergreifen, um die Korrosion am Spannstahl zu verhindern (siehe **Kapitel 2.7.6**).

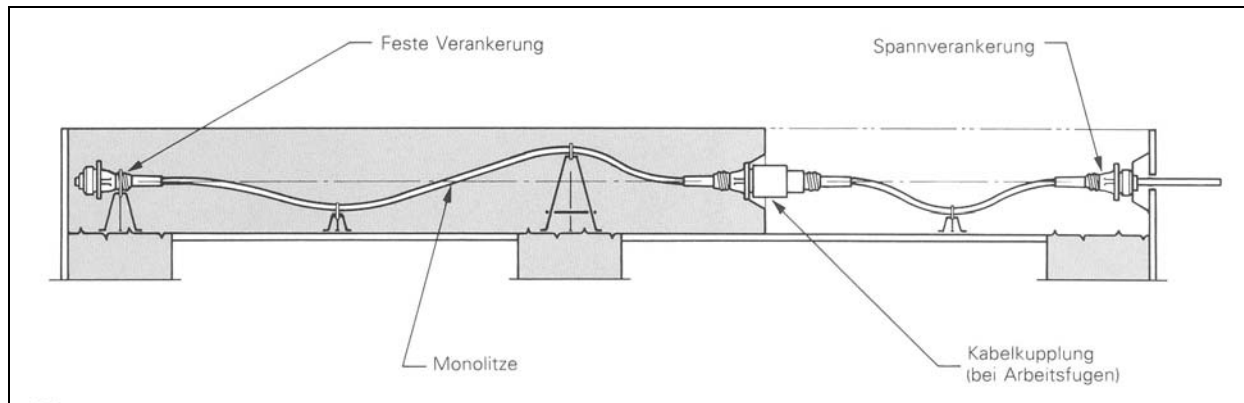
### **2.4.4 Spannglieder ohne Verbund**

Seit Jahren wird in der Schweiz im Hochbau (Flachdecken, Fundamentplatten, Wände), im Brückenbau (Fahrbahnplatten) und im Behälterbau die Vorspannung ohne Verbund angewendet (**Bild 2.8**).

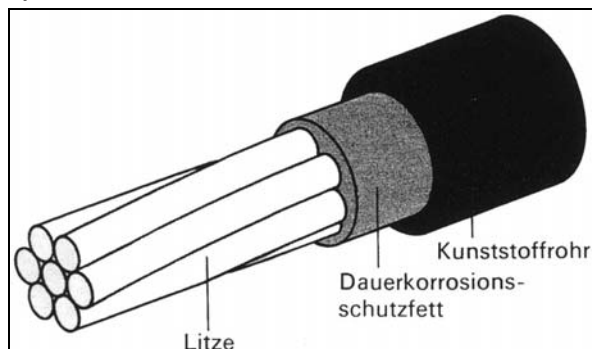
Das Spannglied besteht aus einer gefetteten und mit Kunststoffrohr umhüllten Litze, mit Nenn-durchmesser 13 mm (0.5“) oder 15 mm (0.6“). Das Kunststoffrohr bildet den primären, das plastische Füllgut den sekundären Korrosionsschutz. Auf diese Weise umhüllte Litzen nennt man häufig Monolitzen (**Bilder 2.8 und 2.9**), obwohl, allerdings weit weniger häufig, auch Einzellitzen (Monolitzen) im Verbund eingesetzt werden. Die Vorspannglieder ohne Verbund werden entweder einzeln oder als Zweier-, Dreier- oder Viererbündel installiert. Jede Litze wird einzeln verankert, gespannt und verkeilt. Zur Gewährleistung eines lückenlosen Korrosionsschutzes werden beim Übergang zu den Verankerungen spezielle Manschetten verwendet. Die Verankerungen werden mit einer Abschlusskappe versehen.

Spannglieder ohne Verbund zeichnen sich durch ihren Korrosionsschutz ab Werk sowie durch sehr geringe Reibungsverluste aus und ermöglichen maximale Kabelexzentrizitäten. Bei der

Projektierung ist das unterschiedliche Tragverhalten von Systemen mit und ohne Verbund im gerissenen Zustand zu beachten.



a)

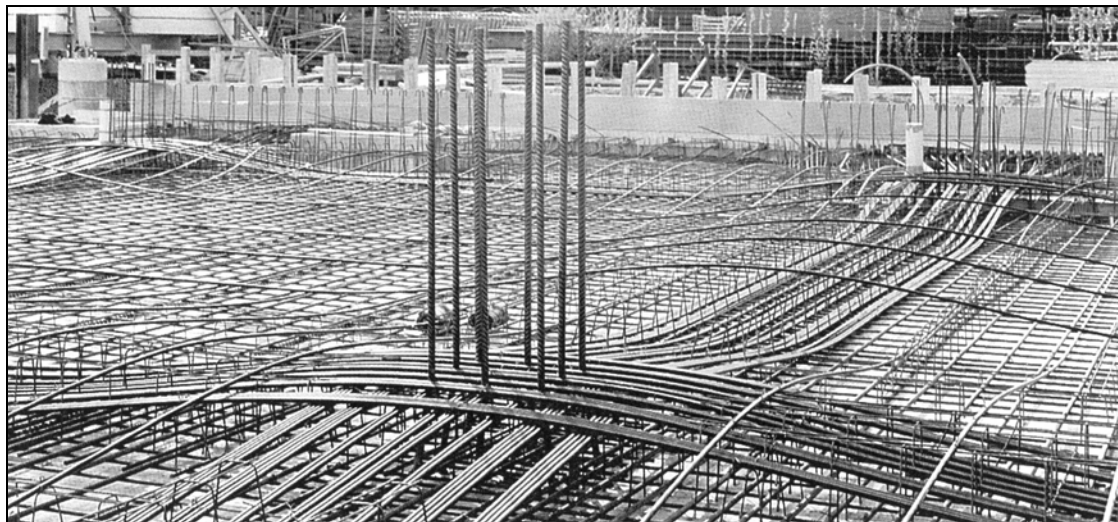


b)



c)

**Bild 2.8** a) Schematische Darstellung eines Monolitzen-Spanngliedes ohne Verbund mit Kabelkupplung (Unterlagen VSL), b) Aufbau eines Monolitzen-Spanngliedes ohne Verbund (Unterlagen VSL) und c) Isolierte Monolitzen-Verankerung [fib 2004b].



**Bild 2.9** Beispiel einer Flachdeckenvorspannung mit CONA-Monolitzenvorspannung ohne Verbund (Unterlagen Stahlton).

### Plastisches Füllgut

Die Verwendung von plastischem Füllgut als Korrosionsschutzmassen (Fette, Wachse, EP-Harze, PUR, Teerepoxi, etc.) ist bei internen und externen Spanngliedern sowie bei Schrägseilen gebräuchlich bzw. schon angewendet worden. Aus den Unterlagen einer Spannfirma geht

beispielsweise hervor, dass das plastische Füllgut die folgenden wichtigen Eigenschaften aufzuweisen hat:

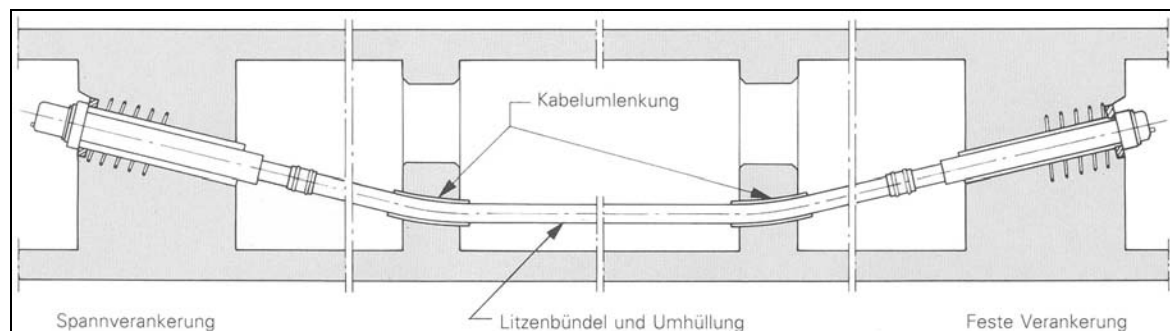
- hochwirksame Korrosionsschutz-Inhibitoren
- hohe Oxidations- und Alterungsbeständigkeit
- schwefel- und chloridfrei
- keine korrosionsfördernden Ionen
- hoher Tropfpunkt
- gute Verarbeitbarkeit bei tiefen Temperaturen.

Über die erforderlichen Eigenschaften von verschiedenem plastischem Füllgut informiert der fib-Bericht [fib 2001a]. Die Anforderungen sind neu in der ETAG 013 [EOTA 2002] festgelegt.

In den Bauwerksakten von bestehenden Bauwerken fehlen in der Regel hierzu genaue Angaben.

### 2.4.5 Externe Spannglieder

Bei besonderen Brückenbaumethoden oder zur Verstärkung von z.B. bestehenden Brücken werden auch externe Spannglieder verwendet (**Bild 2.10**). Abspann- und Umlenkkkräfte wirken als äussere Kräfte auf das Tragsystem. Diese Spannglieder bieten die Möglichkeit, die Vorspannkräfte im Bauwerk zu kontrollieren und gegebenenfalls anzupassen. Ein weiterer Vorteil ist die Inspizierbarkeit (allerdings sind wichtige Bereiche bei den Umlenkungen und Verankerungen auch nicht einsehbar) und Ersetzbarkeit der Spannglieder. Die meist polygonal über geeignet ausgebildete Umlenkelemente geführten Spannglieder weisen in ihrem Aufbau viele Ähnlichkeiten zu Schrägseilen und permanenten Boden- und Felsankern auf (z.B. Stahlsorten, Korrosionsschutz). In [Eibl 1998, fib 2004b] sind verschiedene aktuelle Systeme wie auch deren Anwendung beschrieben.



a)



b)

**Bild 2.10**

Externe Spannglieder: a) schematische Darstellung (Bild VSL) und b) Umlenkelement einer Brücke [fib 2004b].

Externe Spannglieder bestehen aus den folgenden Komponenten:

- Litzen-, Draht- oder Monolitzenbündel
- Hüllrohre aus Kunststoff oder Stahl (primärer Schutz)
- End- und Zwischenverankerungen
- Umlenkvorrichtungen, ggf. Spannglied-Kupplungen
- zementöses oder plastisches Füllgut aus Fetten oder Wachsen (Korrosionsschutzmasse).

Bei externen Spanngliedern kommt als sekundärer Korrosionsschutz an Stelle von zementösem auch plastisches Füllgut (z.B. Fette, Wachse) zur Anwendung, insbesondere bei auswechselbaren Spanngliedern. In der Schweiz wurden einige wenige Brücken mit externer Vorspannung verstärkt. Bei den ersten Brückenbauwerken mit externer Vorspannung wurden steife Kunststoffhüllrohre (HDPE, Hochdruckpolyethylen) eingesetzt und mit zementösem Füllgut injiziert. Diese Lösung gewährleistet einen aktiven Korrosionsschutz und erfüllt die Bedingungen einer einfachen Überwachung. Der Ersatz eines Spanngliedes ist in den meisten Fällen nur mit grossem Aufwand möglich. Deshalb drängte sich die Anwendung eines nicht aushärtenden Füllgutes auf. Es wurden anfänglich handelsübliche Fette eingesetzt, die relativ hohe Temperaturen für das Einbringen erforderten. In neuerer Zeit werden mit Erfolg speziell für die Verpressung von Spanngliedern entwickelte Wachse auf der Basis von Erdölderivaten eingesetzt.

Ein noch besserer Korrosionsschutz ist mit externen Spanngliedern gewährleistet, bei welchem ein Bündel von Monolitzen innerhalb eines Hüllrohres geführt wird. Der verbleibende Hohlraum wird mit zementösem Füllgut injiziert. Dieses Injizieren hat noch einem leichten Anspannen der Litzen, jedoch vor dem vollen Anspannen zu erfolgen. Damit wird erreicht, dass die Monolitzenhüllrohre gut gestützt und damit durch den Querdruck der Litzen an den Umlenkstellen nicht beschädigt werden.

#### 2.4.6 Elektrisch isolierte Spannglieder

Trotz intensiver Forschung gibt es nach wie vor keine zerstörungsfreien Prüfmethode, die über den Schädigungsgrad der Spannglieder durch Korrosion und über das Vorhandensein von Injektionsmängeln bei bestehenden Spannbetonbrücken umfassend, rasch, genügend präzise und kostengünstig Auskunft geben können. Diese Situation hat sich seit der Publikation von Matt im Jahre 1989 [Matt 1989b] nicht grundlegend geändert (siehe **Kapitel 2.8**). Während bei der nicht vorgespannten Bewehrung das stipulierte Ziel mittels der elektrochemischen Potenzialmessung erreicht wurde, verhindert insbesondere die elektrische Vermaschung der Spannglieder mit der schlaffen Bewehrung den erfolgreichen Einsatz zerstörungsfreier Prüfmethode.

Schon die Norm SIA 162 wies darauf hin, dass je nach Gegebenheiten weitergehende Anforderungen an die Dauerhaftigkeit eines Spannsystems zu berücksichtigen sind. Korrosionsschäden waren Anlass für die Anbieter, ihre Spannsysteme laufend zu verbessern. Mit der Verwendung robuster Kunststoffhüllrohre und elektrisch isolierter Verankerungen konnte für den Spann Stahl ein zusätzliches Schutzsystem geschaffen werden [Ayats 2002]. Dies entbindet aber nicht von der Aufgabe, die Hüllrohre mit Füllgut vollständig zu verfüllen. Elektrisch isolierte Spannglieder ermöglichen zudem eine zerstörungsfreie Überwachung. Dies geschieht mittels der elektrischen Widerstandsmessung (Dichtigkeit der Schutzhülle), wie sie seit einigen Jahren bei permanenten Boden- und Felsankern angewendet wird. Dazu liegen erste Erfahrungsberichte vor [Sigrist 1997, Elsener 2002, Vedova 2004a,b]. Eine mögliche Gefährdung des Spann Stahls (z.B. Eindringen von Chloriden oder Einwirken von Streuströmen über Verletzungsstellen im Kunststoffhüllrohr) lässt sich bei isolierten Spanngliedern dank der elektrischen Widerstandsmessung frühzeitig detektieren und evtl. lokalisieren.

Die Verwendung von Kunststoffhüllrohren hat folgende Vorteile:

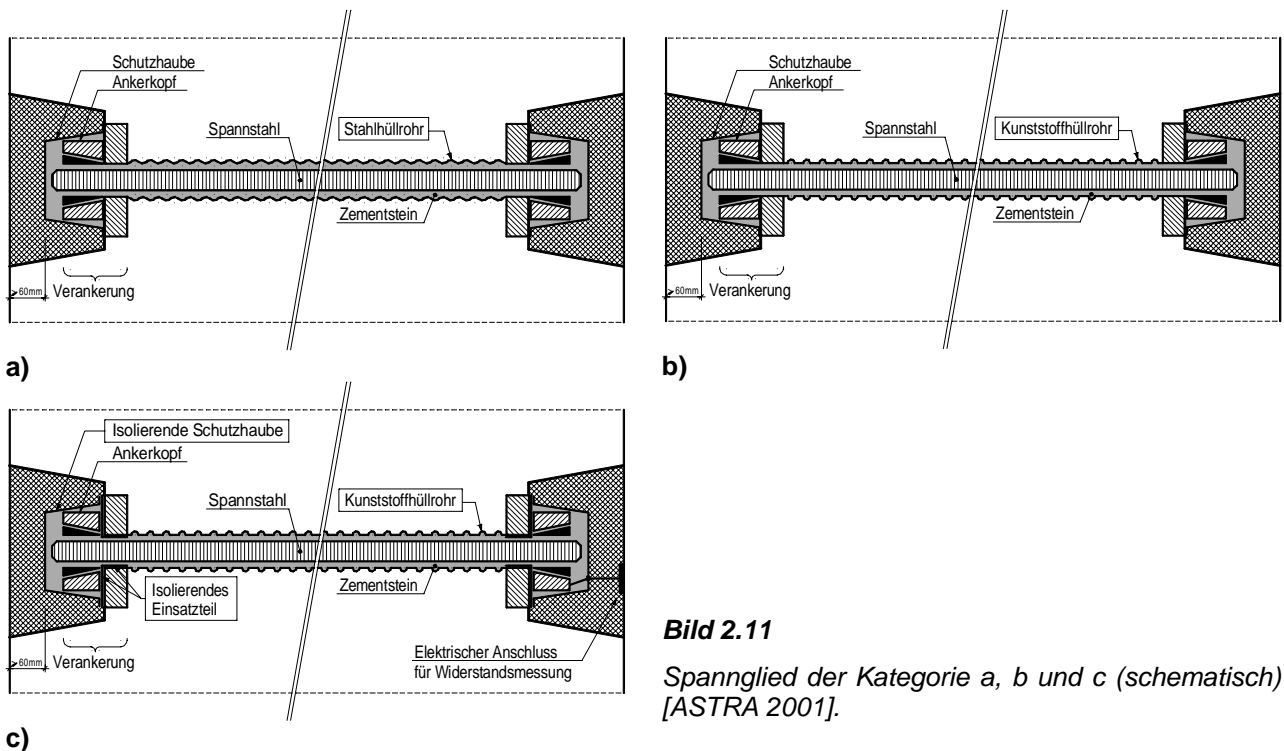
- erhöhter Korrosionsschutz für den Spannstahl
- verbessertes Ermüdungsverhalten der Spannglieder
- geringere Reibungsverluste und kleinere Variation derselben beim Spannen.

Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) und die SBB AG nahmen diese Entwicklung schon Mitte der 1990er-Jahre auf und veröffentlichten im Jahre 2001 die Richtlinie „Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten“ [ASTRA 2001]. Ein erster Entwurf dazu lag bereits 1996 vor. Sie richtete sich an Bauherrenvertreter, Projektverfasser, Bauleiter und Ausführende und diente als Ergänzung zur Norm 162. Sie regelte die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Überwachbarkeit von Spanngliedern für Spannbetonbrücken im Zuständigkeitsbereich des Bundesamtes für Strassen und der Schweizerischen Bundesbahnen.

Diese Entwicklung hat nun in die Norm SIA 262 [SIA 2003a] Eingang gefunden. Gemäss Ziffer 3.4.2.2 werden in Bezug auf den Korrosionsschutz drei Kategorien von Spanngliedern mit Verbund unterschieden (**Bild 2.11**):

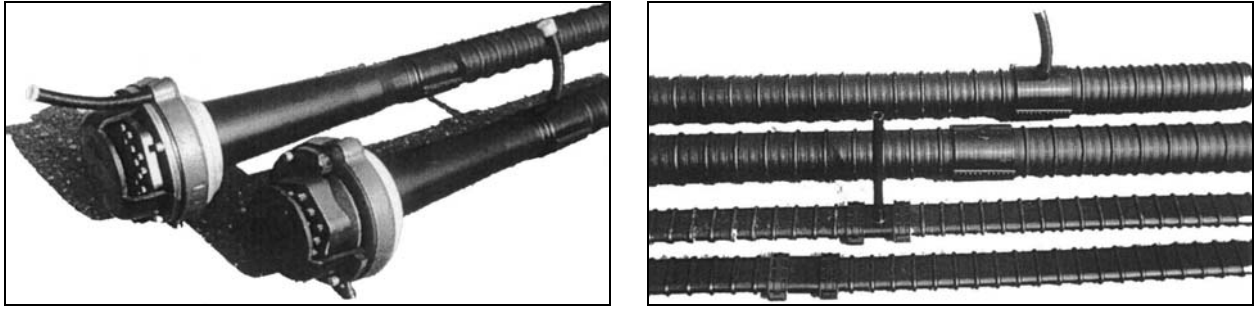
- Kategorie a: Spannglied mit Stahlhüllrohr
- Kategorie b: Spannglied mit Kunststoffhüllrohr
- Kategorie c: Elektrisch isoliertes Spannglied, d.h. Spannglied mit Kunststoffhüllrohr und Verankerungen und Kupplungen, die so ausgebildet sind, dass eine dauerhafte elektrische Isolation des Spannstahls gegenüber der Umgebung besteht und die Überwachung des Korrosionsschutzes des Spannstahls ermöglicht wird.

Das **Bild 2.12** zeigt die Verankerung und die Hüllrohre von elektrisch isolierten Spanngliedern.



**Bild 2.11**

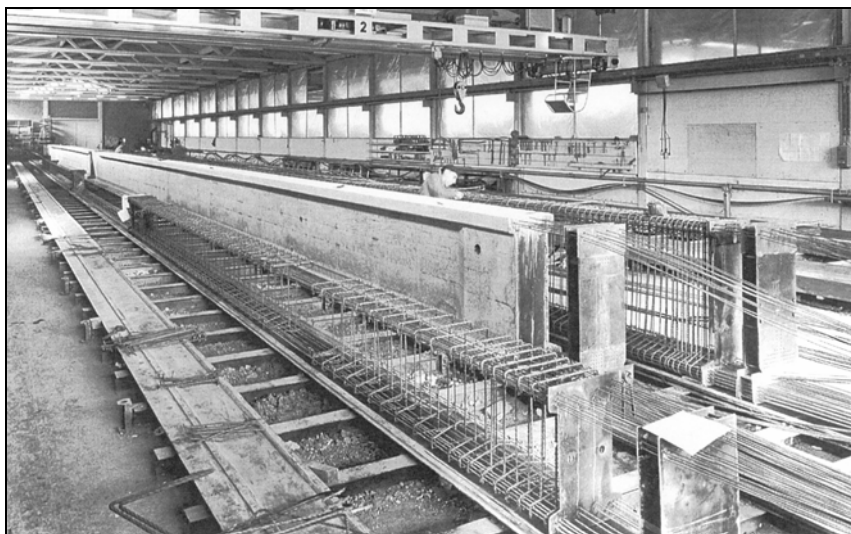
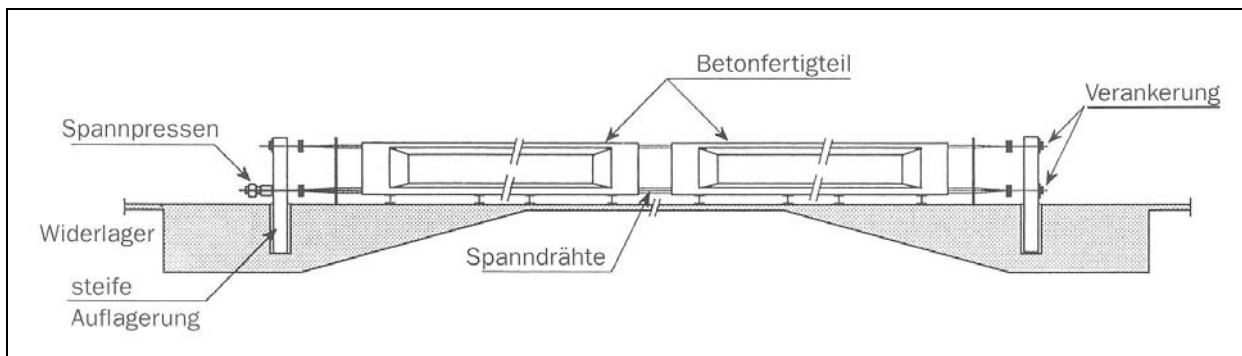
Spannglied der Kategorie a, b und c (schematisch) [ASTRA 2001].



**Bild 2.12** Isolierte Spannverankerung (links), Kunststoffhüllrohre mit Entlüftungen (rechts) (Unterlagen VSL).

### 2.4.7 Spannbettverfahren

Die Spannbettvorspannung ist dadurch gekennzeichnet, dass die Drähte oder Litzen vor dem Einbringen des Betons im Spannbett gespannt werden, was den Fachbegriff der Vorspannung erklärt. Die Herstellung des vorgespannten Bauteils findet auf einer Fabrikationsbank (Spannbett) statt (die bis zu etwa 100 m Länge haben kann), auf der die Spannstäbe zwischen steifen Widerlagern gespannt werden (**Bild 2.13**). Nach dem Betonieren und Erhärten des werkgefertigten Bauteils werden die Spannstäbe an den freien Enden gelöst, um durch Haftverbund ihre Spannkraft auf den Beton zu übertragen. Die Fertigteile aus der Vorfabrikation unterliegen jedoch hinsichtlich ihres Gewichts und ihrer Abmessungen Transporteinschränkungen (Maximallängen von 35 bis 40 m).



**Bild 2.13**

Spannbettverfahren: Schematische Darstellung (oben) und Herstellung eines Trägers (unten) (Unterlagen Stahlton).

Die Vorteile dieser Herstellungsmethode liegen in ihrer Einfachheit und Wirtschaftlichkeit, da keine Verankerungen, Hüllrohre und Verpressarbeiten nötig sind. Es kann in der Regel auch von einer guten Fertigteilequalität ausgegangen werden, die durch eine sich stets wiederholende Produktion und entsprechender Kontrolle zustande kommt. Diese Methode ermöglicht jedoch keine grosse Konzentration der Spannbewehrung, denn die Übertragung der Vorspannkraft auf den Beton durch Haftverbund erfordert eine ausreichende Betonumhüllung für die Krafteinleitung. Ausserdem ist es schwierig, einen kurvenförmigen, den äusseren Bedingungen angepassten Spanngliedverlauf zu erreichen. Es wurde daher in der Praxis oft auch eine Kombination von Spannbett-Vorspannung mit Spanngliedern im Verbund (Spannvorgang auf der Baustelle) ausgeführt.

#### 2.4.8 Spannglieder in vorgefertigten Tragelementen

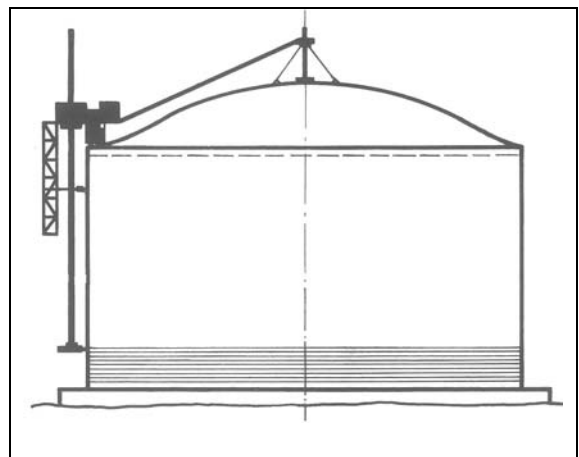
In der Vorfabrikation werden Betonprodukte für Tragwerke im Hochbau, Industriebau, Brückenbau und für Sonderbauwerke hergestellt. Neben Standardelementen (Profilträger, Rippenplatten, Dachbinder, Pfetten, usw.) sind auch Sonderformen erhältlich, wie z.B. Profilträger mit breiteren Stegen oder längerem Endblock. Die Herstellung solcher vorgespannter Tragelemente erfolgt im Spannbett mit Spanndrähten oder Spannlitzen (Spannbettvorspannung) und ggf. einer Kombination mit Spanngliedern. Die Spannglieder können entsprechend der Lager-, Transport- und Einbaubeanspruchung in Etappen nachgespannt werden. Die Tragelemente aus der Vorfabrikation verfügen über die folgenden herstellungsspezifischen Eigenschaften:

- homogener und dichter Beton mit geschlossenen Oberflächen
- hohe Massgenauigkeit
- aus Transportgründen beschränkte Elementgrössen.

Während früher bei vorgefertigten Elementen kleinere Betonüberdeckungen als bei Ortbetonbauteilen möglich waren, macht die heute gültige Norm [SIA 2003a] keine Unterscheidung mehr. Dies ist nicht zuletzt darauf zurückzuführen, dass in der Vergangenheit die gewünschte Qualität bei vorgefertigten Tragelementen oft nicht erreicht wurde.

#### 2.4.9 Wickelverfahren

Mit Hilfe einer Wickelmaschine werden runde Stahlbetonbehälter tangential mit Spanndrähten umwickelt und gleichzeitig vorgespannt (**Bild 2.14**). Die Wickelmaschine besteht im Wesentlichen aus dem Antriebsmotor mit Fahrwerk, der höhenverstellbaren Antriebswelle und dem Wickelwerk. Wickeln in mehreren Lagen ist möglich. Der Korrosionsschutz der äusseren Spanndrahtlage besteht normalerweise aus einer Spritzmörtel- oder Spritzbetonschicht.



**Bild 2.14** Behälterwickelverfahren BBRV (Unterlagen Stahlton).

### 2.4.10 Merkmale der Spannsysteme

Die Systementwicklung und charakteristische Merkmale der in der Schweiz zur Anwendung gelangten Spannsysteme werden nachfolgend kurz beschrieben. Die Informationen stammen aus Firmenunterlagen (Prospekte, Technische Dokumentationen) und der Literatur. Die Beschreibungen folgen sich im zeitlichen Ablauf der Systementwicklungen. Die folgenden Ausführungen erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Die Entwicklung der Spannstähle und der Hüllrohre wird bereits in den **Kapiteln 2.3 und 2.4.1** näher beschrieben. Deshalb wird nachfolgend auf Erläuterungen zu diesen Systemteilen nur in besonderen Fällen eingegangen.

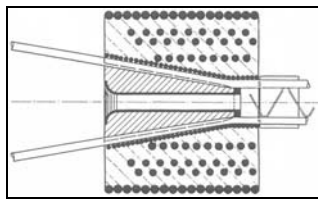
#### **Systeme Freyssinet**

Der französische Bauingenieur E. Freyssinet erhielt 1928 in Frankreich das Patent für sein Spannsystem mit Spanngliedern aus Paralleldraht-Bündeln und Verankerungen mit Klemmwirkung. Bald erlangte er auch die entsprechenden Auslandpatente. E. Freyssinet und seine Nachfolger erdachten eine ganze Reihe von Verankerungen und haben diese auch praktisch angewendet. Begonnen hat alles mit einer Keilverankerung, in der 12 bis 18 Drähte gleichzeitig festgehalten wurden (**Bild 2.15a und b**). Der Ankerkörper besteht aus einem wendelbewehrten Betonteil aus hochfestem Beton mit einer runden, konischen Öffnung, die durch eine eng gewickelte Drahtspirale gebildet wird. Der leicht eingepresste Rundkeil besteht ebenfalls aus einem hochfesten Beton.

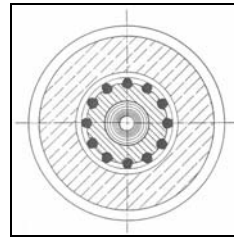
Ab 1943 und in Einzelfällen bis in die späten Sechzigerjahre wurde dieser Typ mit Betonkörper und –keil in der Schweiz durch einzelne lizenzierte Bauunternehmungen und ab 1954 durch die zur Losinger-Gruppe gehörende Précontrainte SA, Lausanne, angewendet. Mit der Einführung der Litzen entwickelte die Firma S.T.U.P (Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte) als Vorgängerorganisation von Freyssinet International in den Sechzigerjahren eine analoge Spannverankerung mit Stahlkörper und –keil für bis zu 12 Litzen, die aber in der Schweiz nur in verhältnismässig wenigen Fällen zum Einsatz kamen.

In der Folge führte die 1964 gegründete Freyssinet SA (Schweiz) verschiedene Verankerungstypen ein, in denen jede Litze mit Keilen einzeln festgehalten werden (**Bild 2.15c**). Ausser den Spannverankerungen A, B, F und C verfügen die Freyssinet-Spannsysteme über Festverankerungen Typ U, V und S sowie über feste und bewegliche Kupplungen (Typ J, K, L, R sowie Typ M, N und P). Seit 1997 verfügt die Firma auch über eine Zulassung für elektrisch isolierte Spannglieder der Kategorie c gemäss Norm SIA 262:2003.

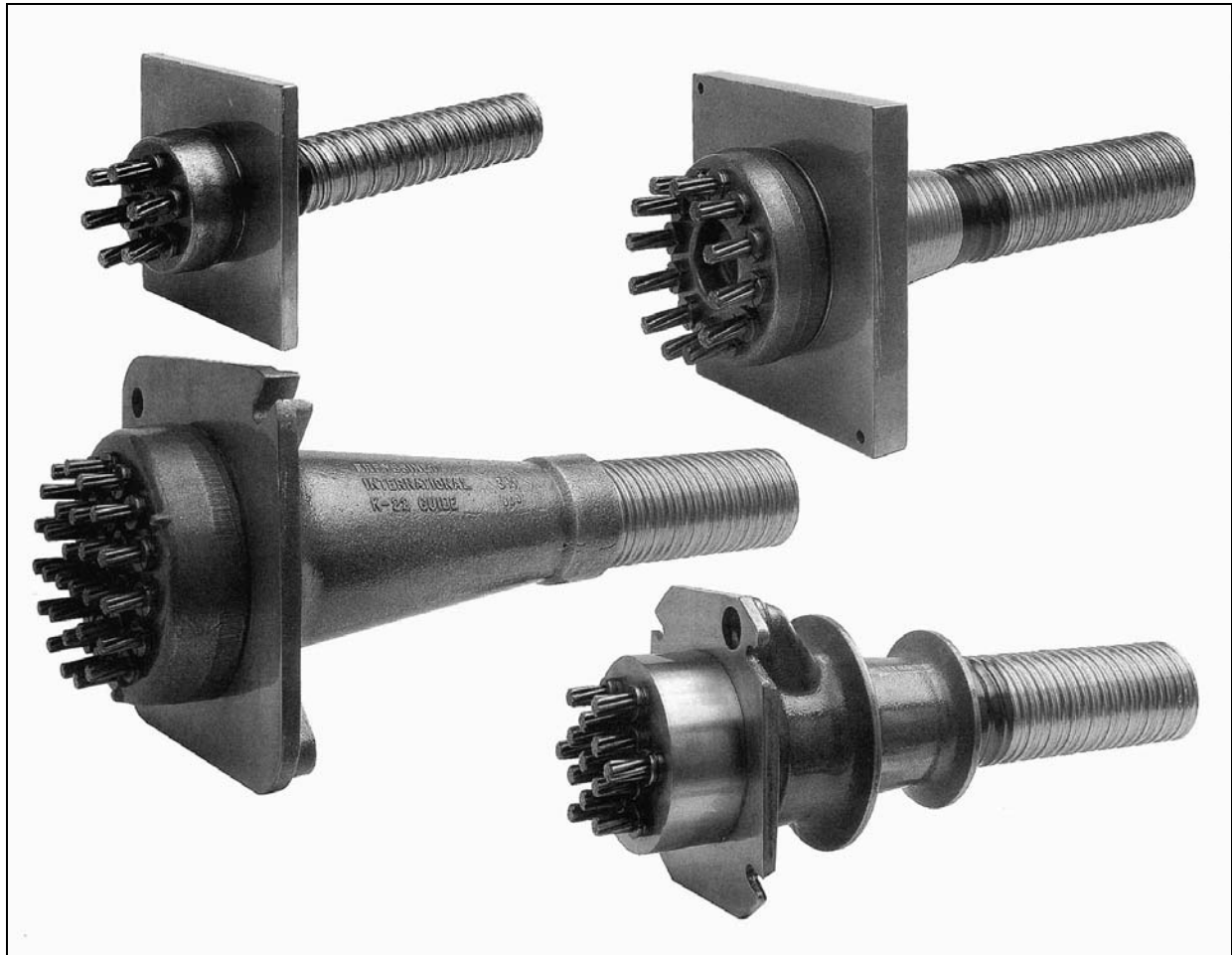
In den Anfängen wurden glatte, längsgefaltete oder längsgeschweisste Hüllrohre aus Stahlblech verwenden, die später von Stahlwellrohren abgelöst wurden. Bei den Drahtbündeln wurden die Drähte parallel um eine Kernwendel aus hartem Stahldraht geordnet. Diese Wendel hatte die Aufgabe, die einzelnen Drähte in ihrer Lage zu fixieren und den Bündelkanal für die Herstellung des nachträglichen Verbundes durch Verpressen der Hohlräume mit zementösem Füllgut freizuhalten. Im Rahmen von Zustandsbeurteilungen bei Brückenabbrüchen hat sich jedoch gezeigt, dass diese Massnahme die beabsichtigte Wirkung oft nicht erfüllen konnte. Es wurden wiederholt grössere Hohlräume festgestellt.



a)



b)



c)

**Bild 2.15** Spannsystem Freyssinet: a) Schnitt durch die erste Spannverankerung, b) Frontansicht der ersten Spannverankerung, c) Spannverankerungen, Typ A, B, F und C (Unterlagen Freyssinet).

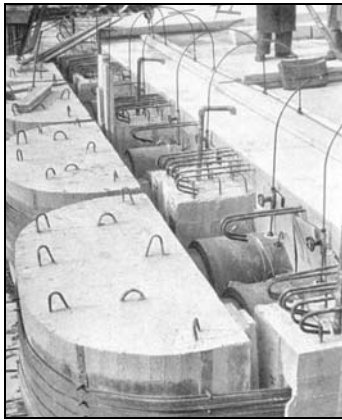
### System Baur-Leonhardt

#### System-Entwicklung

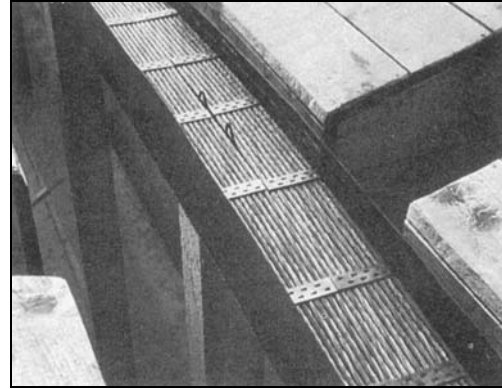
Das Spannbetonverfahren Baur-Leonhardt wurde von den deutschen Bauingenieuren Fritz Leonhardt und Willi Baur in Stuttgart entwickelt [Leonhardt 1955, 1973]. Die in steife Blechkästen eingelegten und mit zementösem Füllgut verpressten Spanndrähte oder -litzen kamen ab 1949 in Deutschland als interne oder externe Spannglieder zur Anwendung. Kennzeichnend für das Verfahren ist die Konzentration grosser Vorspannkraft in wenigen Gleitkanälen.

Die erste nach dem Spannverfahren Baur-Leonhardt gebaute Strassenbrücke in der Schweiz ist die Mühlauubücke über die Thur bei Bazenhaid (Balken mit 42 m Stützweite, Vorspannkraft 2500 t, Baujahr ca. 1952, **Bild 2.16**). Eine weitere auf diese Weise vorgespannte Brücke über-

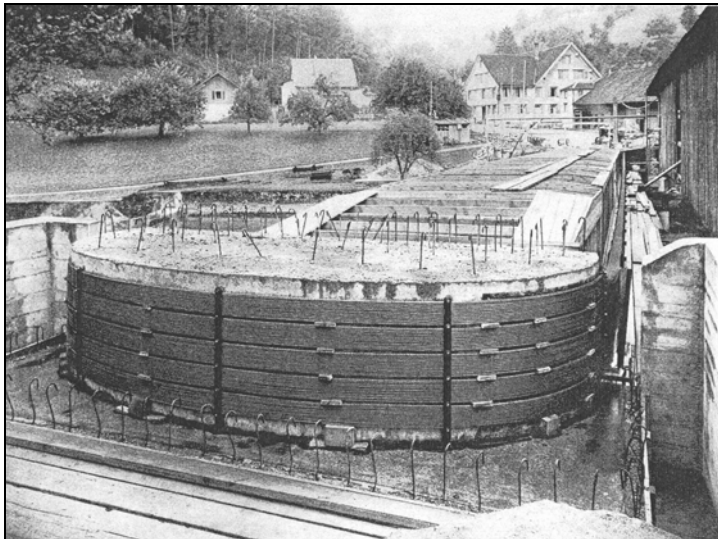
quert den Hagneckkanal bei Biel (Baujahr 1953/54). Gemäss den Kenntnissen der Forschungsstelle wurden mit diesem Verfahren in der Schweiz nur einige wenige Brücken gebaut. Es wurde beispielsweise von der Stahlton AG [Leonhardt 1955] sowie von den Bauunternehmungen Fietz + Leuthold AG und Pozzi AG angewendet.



a)



b)



c)

### **Bild 2.16**

*Spannsystem Baur-Leonhardt:  
a) bewegliche Ankerblöcke, b) Blechkasten mit eingelegten Litzen und c) Anwendung bei der Thurbrücke bei Bazenheid [von Moos 1953].*

Als Spannstähle wurden Einzeldrähte bis etwa  $\varnothing 5$  mm oder vorzugsweise Litzen aus 3 bis 7 Drähten von  $\varnothing 2$  bis 3 mm verwendet, die in grossen Längen auf Haspeln aufgerollt angeliefert wurden (Beispiel: Thurbrücke in der Mühlau mit 150 Litzen 7 x  $\varnothing 3$  mm [Leonhardt 1955]). Die Spannglieder wurden in endlosen Schleifen zu möglichst wenigen Bündeln zusammengefasst. Auf einer Seite hatte man die Schleife unmittelbar mit den Anfängen und Enden einbetoniert, auf der anderen Seite um einen als Betonfertigteile ausgebildeten Spannblock herumgelegt. Bei längeren Bauwerken wurde an beiden Enden je ein Spannkopf angeordnet.

### **Systeme Dywidag**

Das Dywidag-Spannsystem mit Einzelspanngliedern unter der Verwendung von Spannstäben wird seit 1949 eingesetzt. Entwickelt wurde dieses Verfahren von U. Finsterwalder in der Firma Dyckerhoff & Widmann AG in Deutschland. Ausgangspunkt war das Einzelspannglied aus dem Spezialrundstahl mit der Güte 60/90 (St 590/880) mit Durchmesser 26 mm. Im Zuge der fortschreitenden Entwicklung wurden im Laufe der Zeit die Güte des Spannstahles, die Anzahl der Stabdurchmesser sowie die Form und Herstellung der Gewinde geändert:

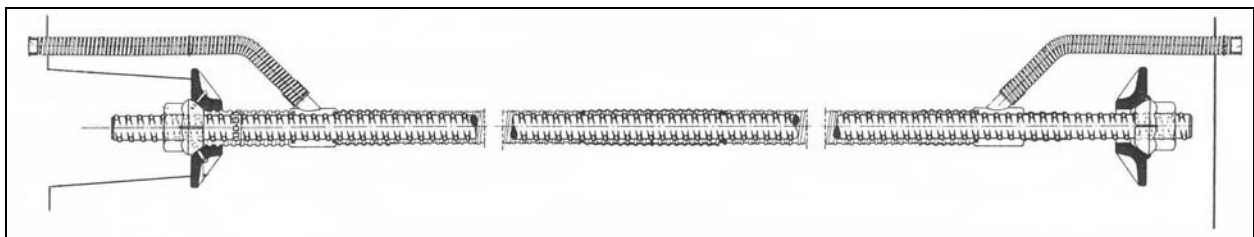
- Stahlgüten: St 835/1030, 1080/1230 und seit 2003 St 950/1050
- Stabdurchmesser: 20, 26.5, 32, 36 mm
- Gewinde: kalt aufgerollte Gewinde an den Stangenenden oder durchgehend aufgewalzte Rippen (Gewindestäbe).

Dazu bestehen verschiedene Arten von Spann- und Festverankerung sowie Kupplungen, wobei die Kraftübertragung vom Spannstahl zu den Ankerplatten mittel Mutter bzw. bei Kupplungen mittels Muffenstoss geschieht (**Bild 2.17**).

In Einzelfällen wurden früher auch Drähte (eher dünne Stangen) mit  $\varnothing$  15 oder 16 mm mit durchgehenden Gewinden und den Güten St 885/1080 bzw. St 1325/ 1470 verwendet.

Seit der Gründung der SpannStahl AG im Jahr 1968 wird das Dywidag-Spannsystem mit Stabspanngliedern durch diese Firma eingesetzt. Vor diesem Zeitpunkt haben Haupt- oder Subunternehmer sowohl die Spannstäbe als auch die übrigen Systemteile von Handelsfirmen bezogen und selbst ohne besondere Qualifikation in der Praxis angewendet.

Die Firma setzt seit 1977 im Brückenbau auch Litzenspannglieder ein. Dieses Spannsystem umfasst Spannglieder von 1 bis 27 Litzen 140 und 150 mm<sup>2</sup> aus St 1570/1770 sowie die Verankerungstypen MA, SD, ZF, S und die Kupplungen R, D und M. Wie bei den meisten heutigen Litzenspannsystemen werden auch beim Dywidag-System die Litzen im Ankerkopf mit Keilen einzeln verankert.



**Bild 2.17** Spannsystem Dywidag: bewegliche (links) und feste Verankerung (rechts) des Spannstabes (Unterlagen SpannStahl AG).

### Systeme BBR und CONA

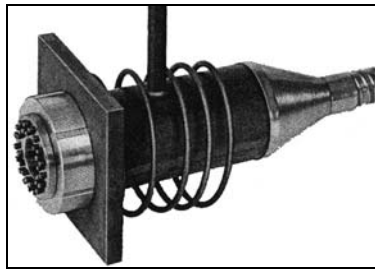
Die Schweizer Ingenieure M. Birkenmaier, A. Brandestini und M.R. Roš gründeten 1945 die Firma Stahlton AG in Zürich mit dem Ziel, die Vorspanntechnik zu fördern und anzuwenden. Nach einer missglückten Anwendung des belgischen Spannsystems "Magnel-Blaton" bei einem Bauwerk in Basel (die Keilverankerung funktionierte nicht) entwickelten sie in den Jahren 1947 bis 1949 zusammen mit K. Vogt das BBRV-Verfahren (später System BBR genannt). Das System wurde 1950 erstmals bei der Ärlenbachbrücke an der Grimselstrasse eingesetzt.

Das besondere Merkmal dieses Systems ist die Verankerung der Spanndrähte mittels Stauchköpfen. Das Aufstauchen der Spanndrähte geschieht im kalten Zustand mit einer Stauchmaschine. Die Stauchköpfe übertragen die Spannkraft auf den Ankerkopf und dieser stützt sich mittels einer Ankerplatte auf die Betonkonstruktion ab.

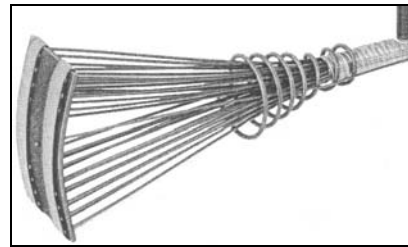
Für die Paralleldrathbündel wurden zu Beginn patentierte, kaltgezogene Drähte mit  $\varnothing$  5 mm (St 1470/1670),  $\varnothing$  6 mm (St 1420/1670),  $\varnothing$  7 mm (St 1370/1570) mit glatter oder leicht profilierter Oberfläche verwendet. Ab den späten Sechzigerjahren kamen fast ausschliesslich glatte Drähte  $\varnothing$  7 mm (St 1470/1670) zum Einsatz.

Als Spannverankerungen wurden zu Beginn die Typen J, B (**Bild 2.18a**) und C und später die Typen A, B, C und M verwendet; als Festverankerungen die Typen S (**Bild 2.18b**) F und D so-

wie früher noch der Typ E; als Kupplung die Typen K und V sowie früher als Zwischenverankerung der Typ Z.



a)



b)

**Bild 2.18** Spannsystem BBRV: a) Spannverankerung Typ B, b) feste Verankerung Typ S (Unterlagen Stahlton).

Seit der Erteilung der Zulassung im Jahr 2001 setzt die Firma Stahlton vermehrt auch das Litzenspannsystem CONA ein. Dieses verwendet Litzen  $\varnothing 15.7$  mm ( $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>, St 1570/1770). Die Verankerungen sind im Aufbau ähnlich wie bei anderen Litzenspannsystemen. Folgende Verankerungstypen kommen zur Anwendung:

- Spannverankerung: Typen B und BP
- Festverankerungen: Typen F und P
- Kupplungen: Typen K und V

Sowohl für die BBR- als auch für die CONA-Spannglieder verfügt die Firma über eine Zulassung für elektrisch isolierte Spannglieder der Kategorie c (1997 bzw. 2001).

### **System Polensky & Zöllner**

Das Spannsystem PZ wurde von der deutschen Bauunternehmung Polensky & Zöllner, Frankfurt am Main, entwickelt. Die erste Brücke mit diesem Verfahren baute man in Deutschland im Jahre 1951, mit Spanngliedern von 23 t Vorspannkraft. Die Firma Element AG als Vorgängerin der AVT Anker + Vorspanntechnik AG (AVT AG) hat im Jahr 1967 mit dem PZ-System die erste und als AVT AG um 1989 die letzte Brücke vorgespannt. Später hat die AVT AG nur noch ihr selbst entwickeltes AVT Litzenspannsystem verwendet (siehe weiter unten).

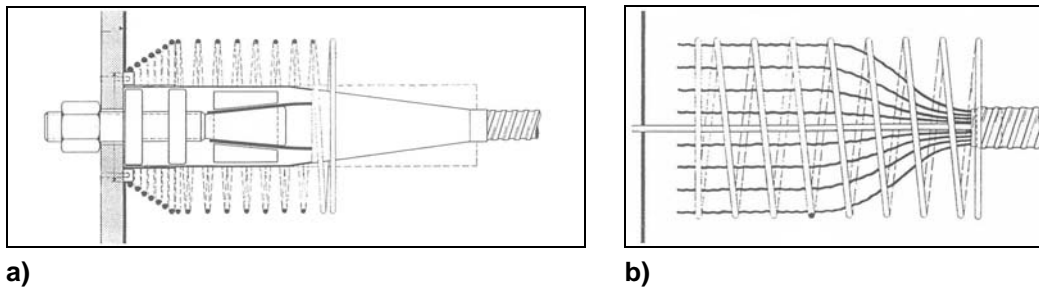
Für das Spannglied mit nachträglichem Verbund wurden patentierte, kalt gezogene Spanndrähte  $\varnothing 5$ , 6 und 7 mm verwendet.

Es wird zwischen folgenden Verankerungsarten unterschieden: Spannverankerung, fester Plattenanker, Injektionsanker und Fächeranker.

Ein Gewindebolzen, der am Ende kegelförmig verdickt ist, und eine runde, innen konisch durchbohrte Ankerhülse sind die eigentlichen Elemente der Spannverankerung. Die Drähte werden in ein oder zwei kreisförmigen Lagen um das kegelförmige Gewindebolzenende gelegt, die durchgebohrte Ankerhülse wird darüber geschoben und mit einer Presse fest auf Kegel und Drähte aufgespresst. Ein Übergangrohr aus Blech umgibt die Verankerung und verhindert ein Eindringen des Betons. Durch eine auf den Gewindebolzen aufgeschraubte Anker Mutter wird die Spannkraft über die Ankerplatte auf den Beton abgeleitet (**Bild 2.19a**).

Als fester Anker genügt in der Regel ein speziell ausgebildeter Fächeranker. Bei diesem werden die Spanndrähte am Ende gespreizt und die Drahtenden mit einer Wellmaschine gewellt, um die Haftung im Beton zu erhöhen (**Bild 2.19b**).

Im Gegensatz zu anderen Spannsystemen zeigt sich bei PZ-Spanngliedern ein nicht unwesentlicher Nachteil, wenn es um die Zustandserfassung und -beurteilung einschliesslich Nachrechnen geht. Fehlen in der Bauwerksdokumentation genaue Angaben zum Spanngliedtyp (Anzahl Drähte, Drahtdurchmesser) ganz oder sollen solche Angaben am Bauwerk verifiziert werden, so erweist sich dies als schwierig bis unmöglich. Auch wenn man sich den Zugang zur Spannverankerung durch Entfernen des Nischenbetons verschafft hat, ist nur der Gewindebolzen sichtbar. Dessen Abmessungen geben zwar einen Hinweis auf den Spanngliedtyp, die genaue Anzahl der eingebauten Drähte ist aber nicht bestimmbar (der Drahtdurchmesser ist ausserhalb der Verankerungen mittels einer Sondieröffnung feststellbar).



**Bild 2.19** Spannsystem Polensky & Zöllner: a) Spannverankerung Typ S, b) feste Verankerung Typ FF (Unterlagen AVT).

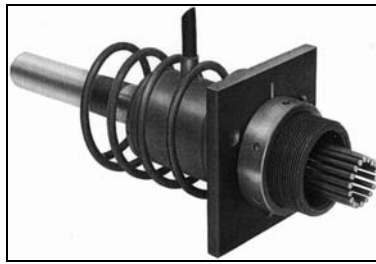
### Systeme VSL

Wie bereits weiter oben erwähnt, erstellte die Bauunternehmung Losinger AG, Bern ab 1943 verschiedene Brücken mit dem Freyssinet-Spannsystem. Zur weiteren Verbreitung der Vorspanntechnik gründete sie 1954 die Firma Précontrainte SA in Lausanne (später noch die Spannbeton AG, Bern und Beton Precompresso SA, Bellinzona). Aus verschiedenen Gründen erwies es sich als notwendig, ein eigenes System zu entwickeln. Das Drahtspannsystem wurde unter der Bezeichnung VSL (**V**orspann **S**ystem **L**osinger) 1956 erstmals beim "Pont des Cygnes" in Yverdon eingesetzt. Es wurden patentierte, kaltgezogene Spanndrähte  $\varnothing 7$  mm (St 1470/1670) und  $\varnothing 8$  mm (St 1370/1570) sowie die folgenden Verankerungen und Kupplungen verwendet:

- Spannverankerung: Typen M und I (**Bild 2.20a und b**)
- Festverankerung: Typen F, U, S und R
- Kupplung: Typen C und G

Ab 1965 wurde dieses System nach und nach (ab ca. 1970 ausschliesslich) durch das neu entwickelte VSL-Litzenspannverfahren abgelöst. Dieses verwendet als Zugglieder 7-drätige Litzen aus kaltgezogenem Spannstahl. Bis in die Achtzigerjahre wurden Litzen mit  $\varnothing 12.5$  mm ( $A_p = 93 \text{ mm}^2$ , St 1570/1770) und  $\varnothing 15.2$  mm ( $A_p = 140 \text{ mm}^2$ , St 1570/1770) eingesetzt, seit bald zwanzig Jahren nur noch solche mit  $\varnothing 12.9$  mm ( $A_p = 100 \text{ mm}^2$ , St 1670/1860) sowie  $\varnothing 15.7$  mm ( $A_p = 150 \text{ mm}^2$ , St 1570/1770).

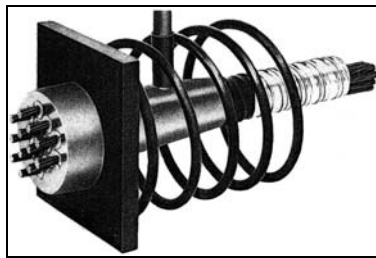
Das VSL Litzen-Spannsystem ist ebenfalls ein Verfahren mit nachträglichem Verbund. Die Spannverankerung setzt sich aus einer zylindrischen Ankerbüchse mit konischen Löchern, aus Keilen und aus einer Ankerplatte mit Ankerstützen und Wendel (Spiralbewehrung) zusammen. Nebst den Spannverankerungen Typ E (Stahlankerplatte) bzw. Typ EC (Gussankerplatte) stehen verschiedene feste Verankerungen Typ H, P, U, L sowie Kupplungen Typ K und V und Zwischenverankerungen Typ Z und ZU zur Verfügung (**Bild 2.20c und d**).



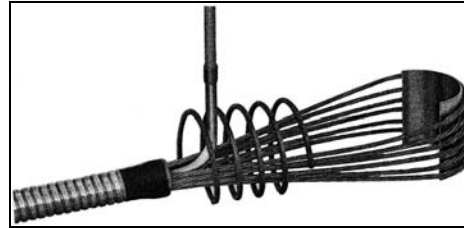
a)



b)



c)



d)

**Bild 2.20** VSL-Draht-Spannsystem: a) Spannverankerung Typ M und b) Spannverankerung Typ I; VSL-Litzen-Spannsystem: c) Spannverankerung Typ E und d) feste Verankerung Typ U (Unterlagen VSL).

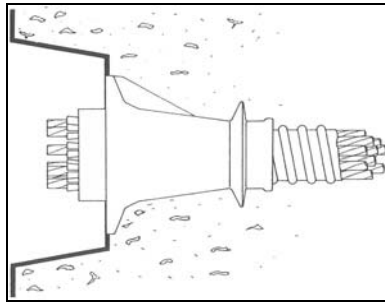
Ab 1994 führte die Firma VSL (Schweiz) das optimierte CS-Verfahren mit den Typen CS-STANDARD, CS-PLUS und CS-SUPER ein (**Bild 2.7f**). Dieses System wurde 1998 durch das leicht geänderte ECS-Verfahren abgelöst. Die Bezeichnungen Standard, Plus und Super entsprechen den Kategorien a, b und c gemäss der Norm SIA 262: 2003.

### System CCL

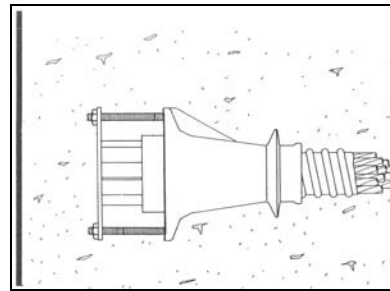
Die Entwicklung des CCL-Spannsystems erfolgte in den Sechzigerjahren durch die Firma CCL Systems Limited in Surrey (England). Kennzeichnend sind die gusseisernen Trompeten (cast tube unit) für die Spann- und Endverankerungen der Spannglieder. Die Anwendung des CCL-Spannsystems (Litzenspannglieder mit Verbund) erfolgte in der Schweiz im Brückenbau in den Jahren 1972 bis 1990 durch die Firma AVT Anker + Vorspanntechnik AG, bzw. durch die Element AG als deren Vorgängerin. Später hat die AVT AG nur noch ihr selbst entwickeltes AVT Litzenspannsystem verwendet (siehe weiter unten).

Für das Spannglied mit nachträglichem Verbund wurden Litzen  $\varnothing$  12.5, 12.9, 15.2 und 15.7 mm verwendet. Mit einer speziellen Kupplung liessen sich Spannglieder auch verlängern bzw. zwischenverankern.

Die Litzen wurden in der Ankerbüchse, die auf dem konischen Gusskörper ruhte, einzeln mittels Keilen verankert. Beim festen Anker sorgte eine Rückhalteplatte über der Ankerbüchse dafür, dass sich die verankerten Litzen nicht durch eine Längsbewegung wieder lösen konnten (**Bild 2.21a und b**).



a)



b)

**Bild 2.21** Spannsystem CCL: a) Spannverankerung CCL Standard, b) feste Verankerung CCL Dead End (Unterlagen AVT).

### System AVT

Die AVT Anker + Vorspanntechnik AG in Tafers (früher Element AG) verwendete ursprünglich, wie bereits früher erwähnt, als Lizenznehmer die folgenden ausländischen Spannsysteme:

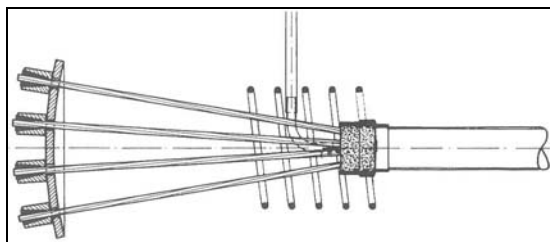
- 1967 – 1989 System Polensky & Zöllner (PZ)
- 1972 – 1990 CCL Systems Ltd. England (CCL)

Ab 1989 entwickelte die Firma das eigene AVT-System. Es handelt sich dabei um ein Litzen-spannverfahren mit nachträglichem Verbund. Es weist Merkmale auf, welche bei allen heute verwendeten Litzen-spannverfahren festzustellen sind.

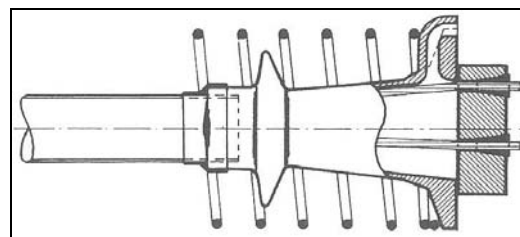
Es werden Litzen mit  $\varnothing 12.9 \text{ mm}$  ( $A_p = 100 \text{ mm}^2$ , St 1670/1860) und  $\varnothing 15.7 \text{ mm}$  ( $A_p = 150 \text{ mm}^2$ , St 1570/1770) sowie folgende Verankerungen und Kupplungen verwendet:

- Spannverankerung: Typen G (**Bild 2.22b**) und B
- Festverankerung: Typen P (**Bild 2.22a**) und H
- Kupplung: Typen K und Kg

Seit 1998 verfügt AVT unter der Bezeichnung Typ ISO auch über elektrisch isolierte Spannglieder (d.h. Kategorie c gemäss Norm SIA 262: 2003).



a)



b)

**Bild 2.22** Spannsystem AVT: a) feste Verankerung Typ P und b) Spannverankerung Typ G (Unterlagen AVT).

## 2.5 Schäden in der Schweiz

### 2.5.1 Erfassung

Das Vorgehen zur Beschaffung der Informationen zu den Schadenfällen ist in **Kapitel 1.3.1** beschrieben.

Bereits im Rahmen des ersten Projektes [Hunkeler 1998] wurde von der Forschungsstelle eine Liste mit dokumentierten Schadenfällen an vorgespannten Bauwerken in der Schweiz erstellt. Diese Liste wurde während dieses Projektes laufend aktualisiert und umfasst gegenwärtig (Februar 2004) insgesamt 164 Objekte mit Spannsystemen. Schrägseil- und Ankersysteme werden in den **Kapiteln 3.3 und 4.2**) behandelt. Die 164 erfassten Objekte gliedern sich in 150 Brücken und 14 andere Bauwerke aus dem Hoch- und Tunnelbau. Davon wurden 53 Bauwerke bereits abgebrochen oder werden voraussichtlich in den nächsten Jahren noch abgebrochen.

Erschwerend für eine ausführliche und einheitliche Erfassung aller Objekte war der Umstand, dass die verfügbaren Informationen sehr uneinheitlich und spärlich oder zum Teil sogar widersprüchlich waren.

Der Umfang der Zustandsuntersuchungen bei den erfassten Objekten war sehr unterschiedlich. Die Zustandserfassung erfolgte teilweise im Rahmen eines Abbruchs (ZEBRA-Objekte), eines aktuellen Schadenfalles oder einer routinemässigen Überwachung.

Es ist davon auszugehen, dass auch in Zukunft weitere Schäden an Spannsystemen entdeckt werden. Diese sollten auch nach Abschluss dieses Projektes weiter erfasst werden. Um den Inhalt und die Qualität der Angaben bei der Zustandserfassung zu vereinheitlichen, wurde eine „**Wegleitung zur Dokumentation zukünftiger Schadenfälle an Spannstählen**“ erstellt (Anhang 2 in [Hunkeler 1998]) (siehe **Kapitel 1.5**).

Im **Anhang 1** finden sich die Beschreibungen von 11 wichtigen, ausreichend dokumentierten Schadenfällen an Spannsystemen. Die ausgewählten Objekte (**Tabelle 2.4**) stellen Fälle dar, die aus Sicht der Forschungsstelle als besonders aussagekräftig oder beispielhaft für bestimmte Schadensursachen oder Schadensmechanismen gelten können. Darüber hinaus wurden Erfahrungen dargestellt, die bei verschiedenartigen Bauwerken während des Abbruchs oder bei allfälligen Instandsetzungsmassnahmen gewonnen werden konnten. Hinsichtlich der 38 im ersten Bericht beschriebenen Schadenfälle sei auf **Kapitel 1.5** verwiesen.

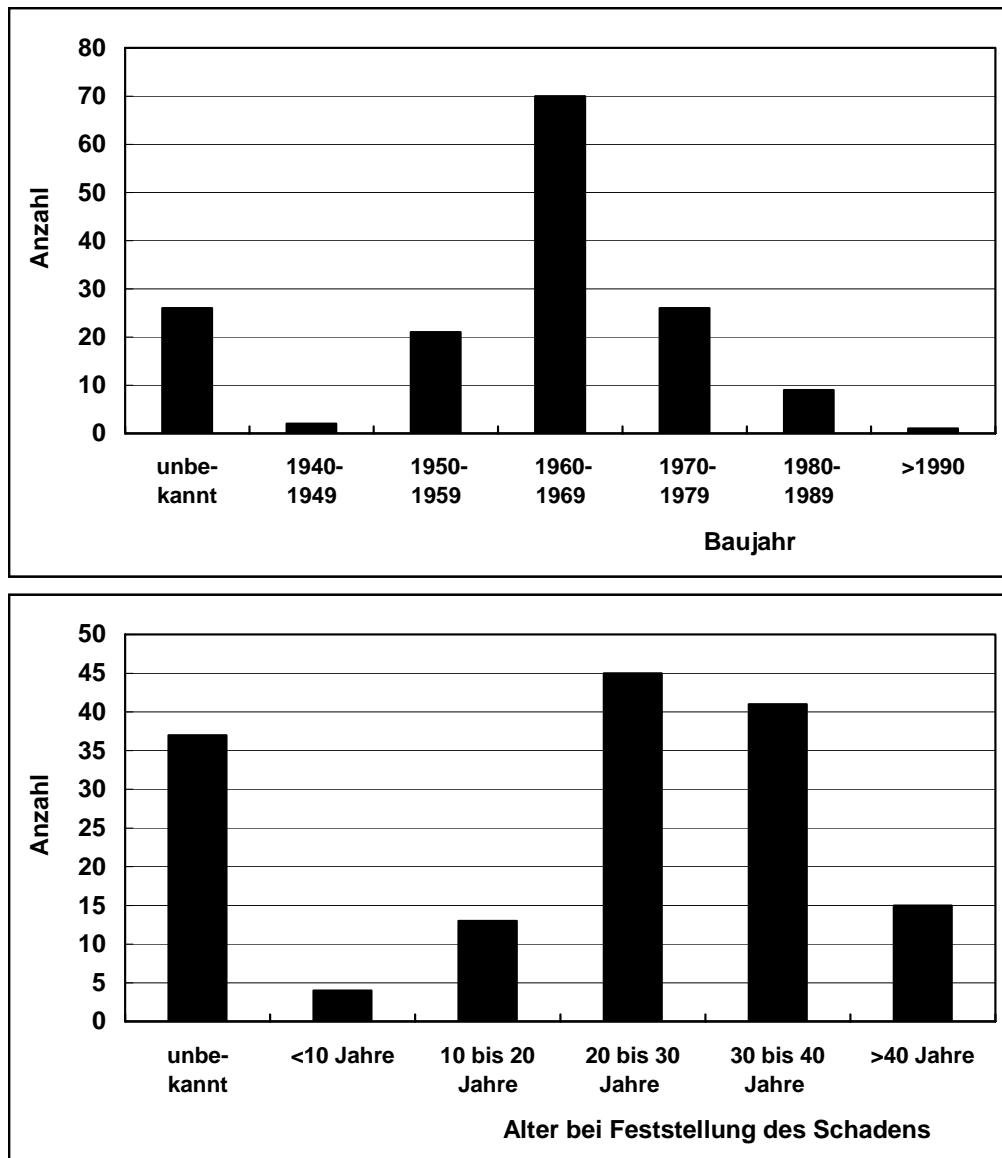
Bezeichnung	Name des Objektes	1. Bericht [Hunkeler 1998]	2. Bericht Anhang 1
<b>Brücken</b>			
AG-04	A1 – Objekt Nr. 419, Überführung bei Birmenstorf	x	
AR-01	Hundwilertobelbrücke	x	
BE-05	A1 – S8, Überführung Forsthaus	x	
BE-06	A1 – N2, Überführung Tannacker	x	
BE-07	A1 – S7, Überführung Riedacher	x	
BE-08	A1 – S5, Überführung Fischrainweg	x	
BE-10	AMP, Lochbachbrücke	x	
BE-14	A5 – TÜ 73, Lehnenviadukt Tüscherz – Alfermée		x
BE-17	A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen – Alchenflüh		x
BL-05	Birsbrücke Bruckgut	x	
FR-01	A12 – 215, P.S. Jonction de Bulle	x	
GR-07	A13, Steilerbachbrücke	x	
GR-16	A13, Ponte Fracch	x	
GR-23	Vorderrheinbrücke Pardomat (Madernal)		x
SH-02	Hauptstrasse Nr. 15, Überführung Bahnhofstrasse Herblingen (und Brücke Vicinalstrasse)	x	
SO-07	Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil – Derendingen		x
SZ-02	A4, Urmibergviadukt, Abschnitt Zingel	x	
SZ-07	Objekt Nr. 1341-1, Überführung über SBB, Altendorf	x	
SZ-11	Überführung Burggasse in Altendorf		x
TI-06	A2, Cavalcavia Coldrerio – Genestrerio	x	
VD-02	A1 – Lot 06/851, Pont sur le Boiron d'Eysins	x	
VD-03	A1 – Lot 08/853, Echangeur d'Ecublens	x	
VD-04	A1 – Section 125, P.S. de la rue de Morges	x	
VD-06	A9, Pont du Stand	x	
VD-07	A9, Pont du Taulard	x	
VS-04	A9, P.S. Evionnaz – Collonges	x	
ZH-05 I	Glattbrücke bei Opfikon	x	
ZH-05 II	Brücke über die alte Glatt bei Schwamendingen	x	
ZH-06	A20.2 – BW Nr. 410, Brücke über die Limmat	x	x
ZH-08	Europabrücke Zürich	x	x
ZH-14	A1 – BW Nr. 9, Überdeckung Töss	x	
ZH-16	A3 (SN 3.4.2), Sihlhochstrasse	x	x
<b>Hochbau</b>			
SG-07	Sporthalle Kreuzbleiche, St. Gallen		x
SH-03	Portlandzementsilo, Thayngen	x	x
ZH-09	Gasometer der ARA Werdhölzli, Zürich		x

**Tabelle 2.4** Übersicht über die aufgearbeiteten Schadenfälle in der Schweiz.

## 2.5.2 Altersstruktur

Der Grossteil der untersuchten Objekte wurde in den 1960er Jahren erbaut, als die Spannbetonbauweise vor allem im Brückenbau zunehmend angewendet wurde (**Bild 2.23**).

Bei den erfassten Objekten trat in 4 Fällen der Schaden sofort, das heisst noch während der Bauphase ein. Der Grossteil der erfassten Objekte offenbarte Schäden erst nach einer Nutzungsdauer von 20 bis 40 Jahren (**Bild 2.23**). Bei 53 Objekten wurden die Schäden erst im Zusammenhang mit deren Abbruch genauer untersucht – vorab bei Untersuchungen im Rahmen des ZEBRA-Projektes. Die grosse Anzahl von Objekten mit „unbekanntem“ Alter kommt daher, dass bei diesen Fällen das Baujahr nicht genau ermittelt werden konnte.



**Bild 2.23** Baujahr der erfassten Objekte (oben) und Alter der erfassten Bauwerke beim Feststellen des Schadens (unten). Schäden, die während der Bauphase eintraten, sind in der ersten Altersklasse (<10 Jahre) erfasst.

### 2.5.3 Verwendete Untersuchungsmethoden

In **Tabelle 2.5** sind die Untersuchungsmethoden zusammengestellt, die bei den beschriebenen Objekten (**Anhang 1** und [Hunkeler 1998]) zur Anwendung gekommen sind.

Bei den erfassten Bauwerken sind die häufigsten Untersuchungstechniken die visuelle Untersuchung, die Bestimmung von Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt und Betonüberdeckung, sowie das Erstellen von Sondieröffnungen (bei 24 bzw. 27 von 32 untersuchten Brücken). In 11 Fällen wurde die visuelle Untersuchung zusätzlich mit Potentialmessungen ergänzt. Die übrigen apparativen Untersuchungstechniken, wie Radar- und akustische Verfahren (z.B. Ultraschall-Echo und Impact-Echo), kommen bei Zustandserfassung von Brücken eher selten zur Anwendung (meist nur im Rahmen eines Abbruchs oder von Forschungsprojekten).

Belastungs- und Schwingungsversuche, die mit besonders grossem Aufwand verbunden sind, werden vorwiegend zu Forschungszwecken eingesetzt, z. B. wenn neue Erkenntnisse über das Tragverhalten eines verbreiteten Konstruktionstyps erwartet werden können.

Metallurgische und mechanische Untersuchungen am Spannstahl und chemische Analysen von Korrosionsprodukten und Ablagerungen wurden nur bei Schadenfällen eingesetzt, die während der Erstellung auftraten oder dann bei Abbruchobjekten, bei denen die Entnahme von Proben relativ problemlos möglich war. Die noch vorhandene Vorspannung im Spannstahl wurde in der Regel ebenfalls nur bei Abbruchobjekten- bzw. an ausgebauten Bauteilen bestimmt, da die hierfür notwendigen Untersuchungen meistens nicht zerstörungsfrei erfolgen können. Ein Beispiel, wie das gemacht werden kann, ist in [Bänziger 1994] beschrieben.

Untersuchungsmethode	Brücken	Hochbau
Visuelle Untersuchung (inkl. Bestimmung von Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt und Überdeckung)	24	3
Potenzialmessung	11	2
Sondieröffnungen und -bohrungen	27	3
Endoskopie	2	0
Bestimmung der vorhandenen Vorspannung (z.B. Schlupfmessungen)	5	0
Elektrische Widerstandsmessung (ZH-08) <sup>1)</sup>	1	0
Impact Echo <sup>1)</sup>	1	0
Ultraschall	0	0
Reflektometrische Impulsmessung	1	0
Belastungsversuche	3	0
Metallurgische Gefügeuntersuchungen	4	1
Chemische Analysen von Korrosionsprodukten und Ablagerungen	5	2
Mechanische Spannstahlprüfungen	8	0

1) Methode wurde nur im Rahmen von Forschungsprojekten eingesetzt.

**Tabelle 2.5** Untersuchungsmethoden, die bei den beschriebenen Objekten (**Anhang 1** und [Hunkeler 1998]) angewendet worden sind.

## 2.5.4 Korrosion

Auf Grund der Zielsetzung des Projektes wurde besonderes Gewicht auf die Art der festgestellten Korrosionserscheinungen gelegt. Diese sind im **Kapitel 1.2** beschrieben.

In **Tabelle 2.6** sind die bei den beschriebenen Objekten identifizierten Korrosionsarten an den Spannsystemen zusammengestellt und die von Korrosion betroffenen Komponenten vermerkt. Bei einigen Objekten wurden gleichzeitig mehrere unterschiedliche Korrosionsarten gleichzeitig angetroffen. Lokale Korrosion, Mulden- und Spaltkorrosion wurden zusammengefasst, da in der Regel nur Fachleute diese Korrosionserscheinungen auseinander halten können.

Reib-, Ermüdungs- und Schwingungsrissskorrosion wurden in keinem Fall festgestellt. Auch Schäden infolge von Kontaktkorrosion wurden nie beobachtet.

Eine genaue Abgrenzung oder Unterscheidung der verschiedenen Korrosionsarten wurde von den Personen, die die Objekte untersucht haben, sehr unterschiedlich durchgeführt. Manchmal wurden die gemachten Beobachtungen unklar beschrieben und/oder unvollständig dokumentiert. Eine präzise Differenzierung war deshalb auf Grund der Angaben in den Untersuchungsberichten oftmals schwierig, d.h. Korrosionsart und Korrosionsgrad waren nicht immer eindeutig zuzuordnen bzw. zu bestimmen.

Bei der Mehrzahl von Zustandserfassungen konnten nicht alle Komponenten des Spannsystems untersucht werden. Diese sind in der **Tabelle 2.6** nicht aufgeführt. Weiter wurden bei vielen Sondierungen keine Schäden beobachtet. Diese sind in der genannten Tabelle aufgeführt.

Bei drei der 32 beschriebenen **Brücken** wurde keine Korrosion am Spannstahl oder den Hüllrohren festgestellt. Spannstahlbrüche infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion traten nur bei einem Objekt auf (**SH-02**). Dieser Schadensfall trat im Jahre 1958 bereits während der Erstellung des Bauwerkes ein. Vermutlich war dieses Ereignis der Grund, dass in der Folge im Spannbetonbau in der Schweiz keine schlussvergüteten, sondern nur noch kalt gezogene Spannstähle und in geringerem Masse auch warm gewalzte Stäbe eingesetzt wurden. Ein weiterer Fall mit wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion trat bei einem Hochbau mit Monolitzen ohne Verbund ein (**SG-07**).

Bei den übrigen beschriebenen Fällen wurde oberflächliche, lokale Korrosion oder Lochfrass am Spannsystem (Verankerungselemente, Hüllrohre und Spannstahl) nach einer gewissen Nutzungszeit festgestellt. Vor allem diese Korrosionsarten traten bei den meisten der 164 erfassten Objekte auf.

Die ausgewählten **Hochbau**-Objekte stellen jeweils interessante aber ungewöhnliche Sonderfälle dar. Aufgrund der unterschiedlichen Nutzungsarten und Expositionen der Objekte können keine allgemeinen Aussagen zur Häufigkeit der verschiedenen Korrosionsarten an Spannstählen im Hochbau gemacht werden. Bei zwei Hochbauten waren Mikroorganismen zumindest teilweise Ursache für den Korrosionsangriff (**SH-03, ZH-09**).

Bauwerk	keine Angaben bzw. keine Befunde			oberflächliche Korrosion			lokale Korrosion (Mulden- und Spaltkorrosion)			Lochfrass			(wasserstoffinduzierte) Spannungsrisskorrosion			mikrobiologisch induzierte Korrosion (Säuren)		
	V	H	S	V	H	S	V	H	S	V	H	S	V	H	S	V	H	S
AG-04	X					X					X	X						
AR-01	X										X	X						
BE-05		X	X				X											
BE-06		X	X				X											
BE-07				X	X	X												
BE-08							X	X	X									
BE-10	X	X				X												
<b>BE-14</b>	X																X	
<b>BE-17</b>						X		X		X	X							
BL-05	X	X															X	
FR-01	X	X	X															
GR-07										X	X	X						
GR-16	X					X					X							
<b>GR-23</b>			X		X					X								
SH-02	X	X															X	
<b>SO-07</b>		X			X	X	X											
SZ-02	X										X	X						
SZ-07	X	X				X												
<b>SZ-11</b>		X				X	X		X	X								
TI-06	X	X							X									
VD-02										X	X	X						
VD-03	X	X				X												
VD-04						X	X	X			X	X						
VD-06						X	X	X										
VD-07						X	X	X										
VS-04		X							X	X								
ZH-05I	X	X				X												
ZH-05II	X							X	X									
ZH-06	X	X	X															
<b>ZH-08</b>	X										X	X						
ZH-14				X							X	X						
<b>ZH-16</b>										X	X	X						
<b>SG-07</b>	X	X							X							X		
<b>SH-03</b>		X															X	X
<b>ZH-09</b>	X																X	X

**Tabelle 2.6** Korrosionsarten, die bei den im **Anhang 1** (fett und kursiv gedruckt) und in [Hunkeler 1998] beschriebenen Objekten aufgetreten sind.

V: Verankerungsbereich

H: Hüllrohr

S: Spannstahl

### 2.5.5 Ursachen für Mängel und Schäden

Bei **praktisch allen** untersuchten Korrosionsschäden an Spanngliedern mit oder ohne Verbund war vorhandenes **Wasser oder Feuchtigkeit** die entscheidende Einwirkung. Bei Brücken verstärkte die Anwesenheit von Chloriden den Korrosionsangriff oder löste diesen sogar aus. Schäden am Beton oder am Füllgut durch die Einwirkung von **Frost** waren nie der Hauptgrund für das Entstehen von Korrosionsschäden. Sie beschleunigten allenfalls den Prozess (z.B. durch die Zerstörung von mangelhaftem Füllgut bei unvollständiger Injektion).

Bei den geschädigten **Brücken** gelangte das **Wasser** über verschiedene „**Leckstellen**“ **konstruktiver Art** an die Oberfläche des Überdeckungsbetons bzw. an die Spannglieder. Konnte das Wasser ins Innere der Spannglieder vordringen, so fand, je nach Qualität des Füllgutes sowie des Verfüllungsgrades und der Neigung der Spannglieder, ein Weitertransport in Längsrichtung statt.

Bei Brücken mit Kastenträgern konnte ausserdem die Bildung von Kondenswasser oder Leckagen an internen Entwässerungsleitungen in den Hohlkästen beobachtet werden, was beim Fehlen von Ablauföffnungen zu stehendem Wasser führte. In der Folge traten Korrosionsschäden an der Bewehrung und an den Spanngliedern (Tiefpunktbereiche) auf.

Bei den beschriebenen **Hochbauten** war stehendes Wasser oder Feuchtigkeitsbildung (Kondensation oder Segregation) als Hauptkorrosionsursache der Spannglieder auszumachen. Auch in diesen Fällen beinhaltete das Wasser bzw. die Feuchtigkeit häufig aggressive Inhaltsstoffe (teilweise biologischen Ursprungs). Beim Portlandzementsilo (SH-03) fand wahrscheinlich ein durch **Bakterien** verursachter Angriff statt (Bildung von Essigsäure). In der Schweiz ist dies der bisher einzige bekannt gewordene Fall, wo Mikroorganismen als direkte Schadensursache verantwortlich gemacht werden können. Mikroorganismen verstärkten bei **ZH-09** den Angriff, waren aber nicht Hauptursache für den Schaden.

In der **Tabelle 2.7** sind die Ursachen für Mängel und Schäden an den Spannsystemen der untersuchten vorgespannten Bauwerke zusammengestellt. Die **Bilder 2.24 bis 2.30** illustrieren die beobachteten Schäden und Schwachstellen. Es kann zwischen konstruktiven Mängeln am Bauwerk als primäre Schadenursache und Mängeln beim Korrosionsschutz des Spannsystems als sekundäre Schadenursache unterschieden werden.

Die primären Schadenursachen ermöglichen den Zutritt des oft chloridhaltigen Wassers zur Betonoberfläche und in der Folge über Schwach- oder Fehlstellen zur Bewehrung und ggf. zum eigentlichen Korrosionsschutz der Spannglieder oder Verankerungen (Hüllrohre, zementöses oder plastisches Füllgut, usw.). Undichte oder fehlende Fahrbahnübergänge, wasserführende Einlagen, fehlende oder schadhafte Abdichtungen sowie undichte Entwässerungsleitungen und Schächte bzw. eine mangelhafte Belags- und Abdichtungsentwässerung von Fahrbahnen und Gehwegen stellen die häufigsten primären Schadenursachen dar. Bei einigen Objekten wurde der Wasserzutritt durch ungünstige konstruktive Detailausbildungen (Bauteilfugen, unterläufige Bordürelemente, mangelhafter Überdeckungsбетон) noch erleichtert.

Als sekundäre Schadenursachen werden Mängel bezeichnet, die dazu führen können, dass schädliche Einwirkungen direkt, ohne eine Barriere überwinden zu müssen, zum Spannstahl gelangen. Dies betraf vorwiegend Problemstellen bei den Systemkomponenten der Spannglieder (vorab ungünstig ausgebildete Hüllrohrstösse, Entlüftungsröhrchen, beschädigte Hüllrohre o.ä.) sowie Injektionsmängel. Unter dem Begriff Injektionsmängel werden sowohl Ausführungsmängel (fehlendes oder unsachgemässes Injizieren) als auch fehlerhaftes Füllgut (Segregationen, Entmischungen, etc.) zusammengefasst.

Bei den meisten untersuchten Schadenfällen war eine ungünstige Kombination von primären und sekundären Ursachen ausschlaggebend.

Die Ursachen für Korrosionsschäden an Spanngliedern können nur in den wenigsten Fällen eindeutig auf Fehler in der Planung, Ausführung oder am Spannsystem selbst zurückgeführt werden. Meist kam es erst durch das ungünstige Zusammenspiel von Planungsfehlern (z.B. konzeptionell ungünstige geometrische Ausbildungen der Betonstruktur), Ausführungsfehlern (z.B. mangelhaftes Ausbetonieren von Ankernischen, mangelhafte Abschlussarbeiten, Injektionsmängel und poröser Überdeckungsbeton) mit Mängeln am Spannsystem (z.B. empfindlicher Spannstahl, ungenügender temporärer Korrosionsschutz) zu einem Schaden.

Ursache für Mängel und Schäden am Spannsystem		Brücken	Hochbau
Bauwerk (primäre Schadensursachen)	<b>Entwässerung</b> (Einlaufschächte, Leitungen, etc.)	<b>BE-14, BE-17</b> , GR-07, GR-16, <b>GR-23, SZ-11</b> , VD-04, <b>ZH-08, ZH-16</b>	
	<b>Abdichtung</b>	BE-08, BE-10, <b>BE-14, BE-17</b> , BL-05, FR-01, GR-07, GR-16, <b>GR-23</b> , VD-02, VD-03, VD-06, VD-07, <b>ZH-08, ZH-14, ZH-16</b>	
	<b>Fahrbahnübergänge</b>	BE-05, BE-06, BE-08, <b>BE-17</b> , GR-07, GR-16, VD-06, VD-07, <b>ZH-08</b>	
	besondere <b>Einbauten</b> (Leerrohre, verlorene Schalung, Einstiegdeckel, etc.)	<b>BE-17, ZH-08, ZH-16</b>	
	<b>Element- oder Bauteilfugen</b>	<b>BE-14, SZ-11</b> , ZH-14	
<b>Betonüberdeckung</b> (z.B. zu geringe Überdeckung, ungenügende Betonqualität, Risse, Ankernischen mangelhaft ausbetoniert, usw.)	AG-04, BE-05, BE-06, <b>BE-14, GR-23, SZ-11</b> , VD-02, VD-04, VD-06, VD-07	<b>ZH-09</b>	
Spannsystem (sekundäre Schadensursachen)	<b>Systemkomponenten</b> (Spannstahl, Verankerungen, Hüllrohre, Muffen, usw.)	BE-05, BE-06, BE-08, <b>BE-17, SO-07</b> , SZ-02, <b>SZ-11</b> , VD-04, VD-06, VD-07, ZH-05 I, ZH-05 II	<b>SH-03</b>
	<b>Temporärer Korrosionsschutz</b> (Fabrikation, Lieferung, Lagerung, Einbau)	AR-01, BE-07, SH-02, ZH-05 I	<b>SG-07</b>
	<b>Permanenter Korrosionsschutz</b> (Füllgut)	<b>SO-07</b> , SZ-07, VS-04	<b>SH-03</b>
	<b>Injektionsmängel</b>	AG-04, BE-08, BE-10, BL-05, GR-16, <b>GR-23</b> , TI-06, VD-03, ZH-05 II, <b>ZH-08</b>	
	<b>Spannungsrissschadensempfindlichkeit des Spannstahls</b>	SH-02	<b>SG-07</b>

**Tabelle 2.7** Hauptursachen für die aufgetretenen Korrosionsschäden an Spannsystemen bei den im **Anhang 1** (fett und kursiv gedruckt) und in [Hunkeler 1998] beschriebenen Bauwerken.

Bei der Instandsetzung von Brücken wird seit einigen Jahren der Beton mit Hochdruckwasserstrahlen abgetragen. Es kommt relativ häufig vor, dass dabei die Hüllrohre beschädigt werden. Schäden treten bei leeren oder unvollständig verfüllten Spanngliedern weit rascher ein als bei vollständig verfüllten. Beschädigte Hüllrohre bzw. offen liegende Spannstähle sind Schwachstellen im Korrosionsschutzsystem der Spannglieder. Sie müssen daher fachgerecht instand gesetzt werden [VSV 1998].

Ausserdem wurden Spannglieder bei Bohrarbeiten (Setzen der Packer für Rissinjektionen, Erstellen von Bohrlöchern für das Versetzen von Befestigungselementen) beschädigt (z.B. **ZH-09**) Solche Fälle wurden hier nicht weiter untersucht.



a)



b)



c)

**Bild 2.24** a) Wasserlauf entlang dem Steg eines vorgefertigten Elementträgers (**BE-14**), b) Wasserantritt aus Belags- bzw. Abdichtungsentlüftungsröhrchen (**ZH-08**) und c) undichte Entwässerung [Hunkeler 1998]).



a)

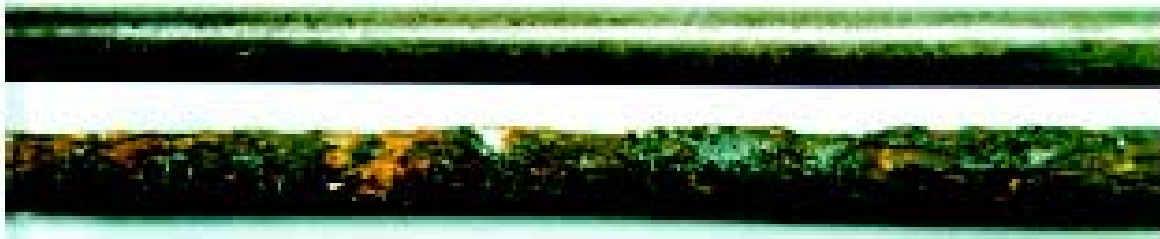


b)

**Bild 2.25** a) Undichte Entwässerungsleitung in einem Hohlkasten und b) Wassereintritt durch Elektro-  
rohre (**ZH-16**).

**Bild 2.26**

Unverfülltes Hüllrohr [Hunkeler 1998].



a)



b)

c)

**Bild 2.27** a) Intakter und stark korrodierter Spanndraht [Vogel 2002], b) Lochfrass an Spanndrähten und ein durchgerosteter/gerissener Draht und c) oberflächliche Korrosion an Litzen (SO-07).



**Bild 2.28** Ankerkopf einer Strebenverankerung in der Fahrbahnplatte unter einem undichten Belag (GR-23).



a)



b)

**Bild 2.29** Deformierte Unterseiten der Stahlhüllrohre (BE-17).



a)



b)

**Bild 2.30** a) Korrosion an der Bewehrung unter einem Kunststoffhüllrohr am Hochpunkt und b) perforiertes Kunststoffhüllrohr der 1. Generation an dieser Stelle (SO-07).

### 2.5.6 Querschnittsverhältnis Spannstahl / Hüllrohr und Lage der Spanndrähte im Querschnitt

Das Verhältnis der Querschnittsflächen von Spannstahl und Hüllrohr ist abhängig vom Spannsystem und vom Spanngliedtyp (Zahl der Drähte oder Litzen in einem Hüllrohr) und kann sehr unterschiedlich sein. Je grösser das Verhältnis ist, umso kleiner ist der zu verfüllende Hohlraum. Die vollständige Verpressung wird mit zunehmendem Querschnittsverhältnis Spannstahl zu Hüllrohr schwieriger.

Die **Tabelle 2.8** fasst beispielhaft die wichtigsten Kenngrössen von BBRV-Spanngliedern zusammen. Das Verhältnis von Spannstahlquerschnitt zum äusseren Hüllrohrquerschnitt von 40

bis 50% entspricht dem früheren Stand der Technik für Spannsysteme mit Drähten und Litzen. Bei Systemen mit Stangen war dies teilweise wesentlich höher. Die Spannstahlfirmen beziehen das Verhältnis meist auf den Aussendurchmesser. Heute sind die entsprechenden Werte etwas tiefer angesetzt, um eine vollständige Verpressung sicherzustellen. Es muss hier vermerkt werden, dass die Vorgaben der Hersteller für das Verhältnis von Spannstahl- zu Hüllrohrquerschnitt früher oft nicht eingehalten wurden.

	Spannglied mit 44 Drähten		Spannglied mit 55 Drähten	
Hüllrohr	aussen	innen	aussen	innen
Durchmesser, mm	61	55	72	65
Querschnittsfläche, mm <sup>2</sup>	2'922	2'376	4'072	3'318
<b>Spanndrähte</b>				
Drahtdurchmesser	6		6	
Anzahl Drähte	44		55	
Querschnittsfläche, mm <sup>2</sup>	1'244		1'555	
<b>Verhältnis von Spannstahlquerschnitt zu Hüllrohrquerschnitt</b>	<b>43%</b>	<b>52%</b>	<b>38%</b>	<b>47%</b>

**Tabelle 2.8:** Verhältnis von Spannstahl- zu Hüllrohrquerschnitt bei den zwei BBRV-Spannglied-Typen mit 44 und 55 Drähten (Beispiel). Anmerkung: Heute sind die Verhältnisse etwas grösser.

Ob und wie leicht eine vollständige Verpressung gelingt, ist ausserdem abhängig von der Lage der Spanndrähte in den Hüllrohren sowie von allfälligen Deformationen des Hüllrohres.

Die **Bilder 2.30a, 2.31 bis 2.35** zeigen einige Beispiele der möglichen Situationen. Bei der Beurteilung von Korrosionsschäden sind die Art des Spanngliedes, das Querschnittsverhältnis Spannstahl/Hüllrohr und die Lage der Spanndrähte im Querschnitt von Bedeutung (**Kapitel 2.8.2**).

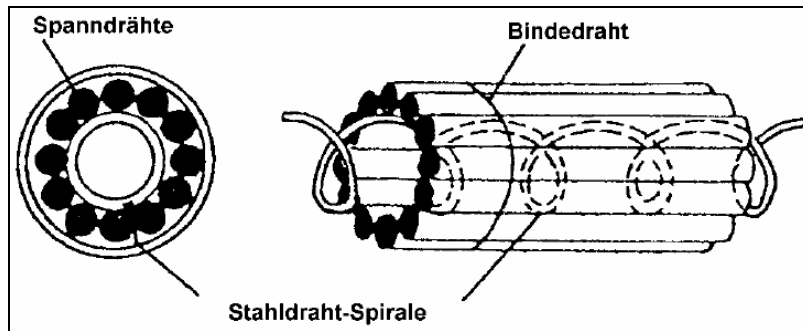


a)

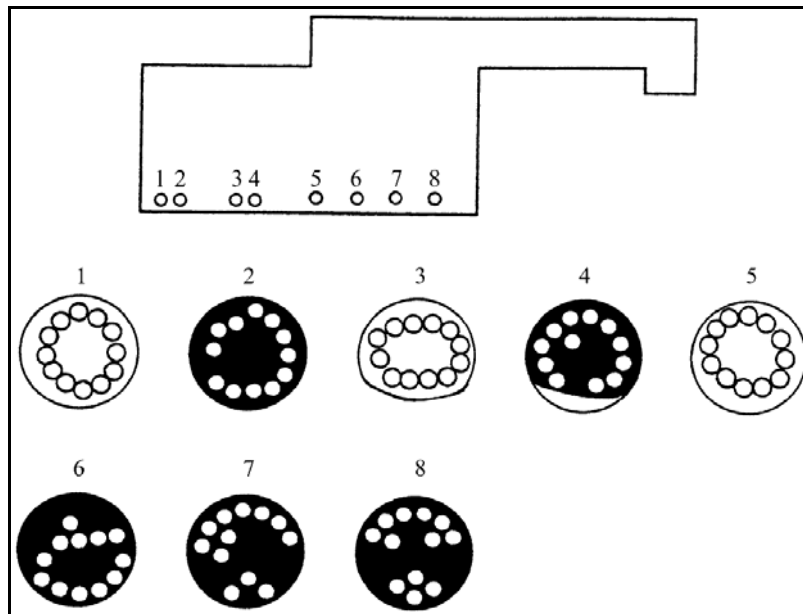


b)

**Bild 2.31** a) Spannglied in Tiefpunktlage (32 Drähte mit  $\varnothing$  6 mm) und b) in Hochpunktlage (24 bzw. 18 Drähte mit  $\varnothing$  8 mm).

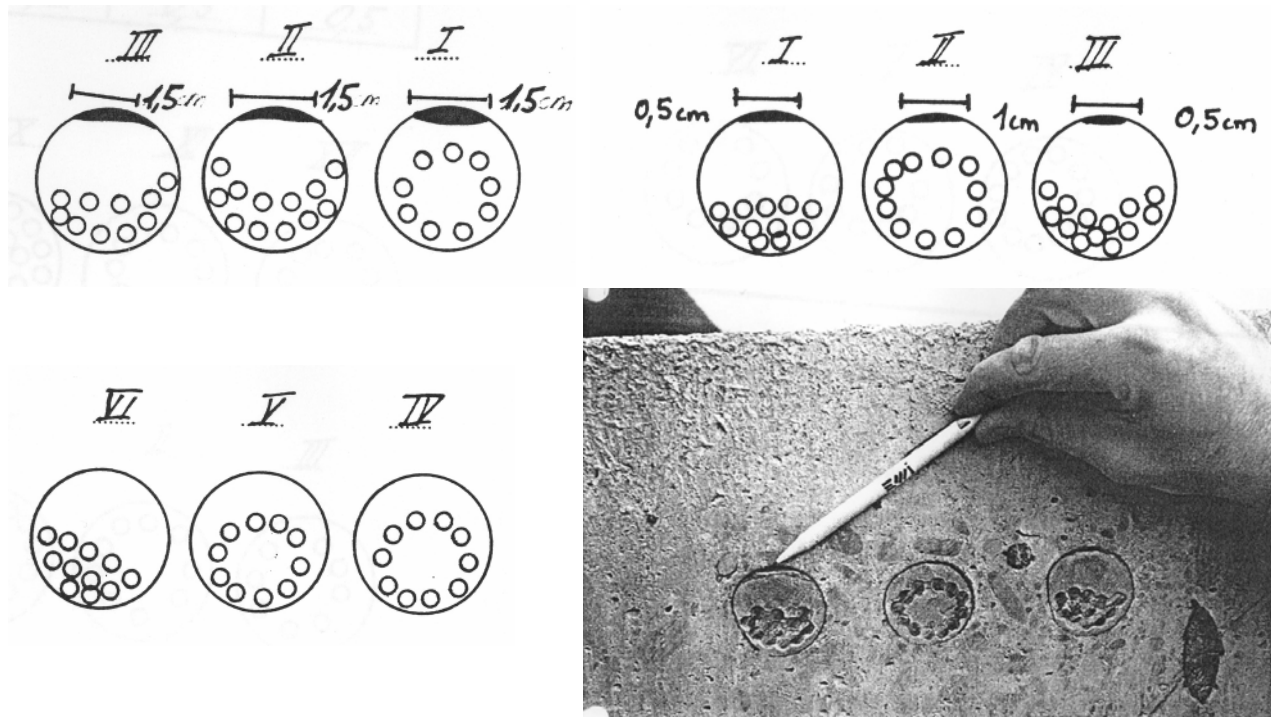


a)

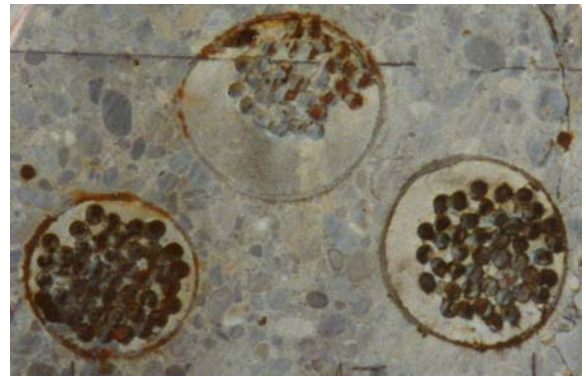


b)

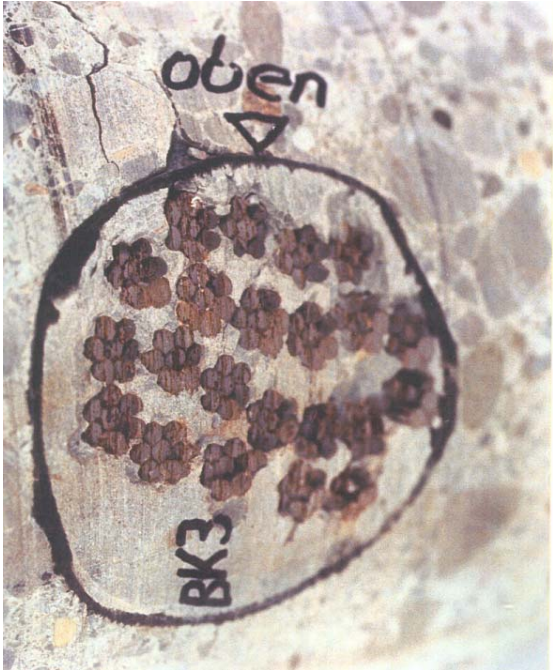
**Bild 2.32** a) Spannglied Freyssinet Typ P 50: glattes Stahlhüllrohr mit Längsfalz, 12 Spanndrähte  $\varnothing$  7 mm und mit Führungsspirale aus Stahl (schematisch) und b) Ergebnisse der Zustandsaufnahmen bei der Überführung Horwerstraße in Kriens (Baujahr 1954): Lage der Spanndrähte und fehlendes Füllgut (schwarz) [Vogel 2002].



**Bild 2.33** Beispiele der Lage der Spanndrähte in einem Freyssinet-Spannglied (theoretische Lage wie in **Bild 2.32a**). Unverfüllte Bereiche sind schwarz markiert.



**Bild 2.34** Beispiele zur Lage von Spanndrähten in Spanngliedern.



**Bild 2.35** Beispiele zur Lage von Litzen in Spanngliedern.