

Beurteilung und Verstärkung von Tragwerken

Tragsicherheit
Nutzungsänderung
Alterung



Impulsprogramm IP BAU
Bundesamt für Konjunkturfragen

Trägerschaft und Patronatsverbände

- SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein
- ASIC Schweizerische Vereinigung beratender Ingenieure
- STV Schweizerischer Technischer Verband

Die vorliegende Dokumentation *Beurteilung und Verstärkung von Tragwerken* ist durch die gleichnamige Arbeitsgruppe des *IP Bau – Erhaltung und Erneuerung, Fachbereich Tiefbau*, ausgearbeitet worden.

Mitglieder der Arbeitsgruppe Erhaltung der Tragsicherheit

- G. Beck
Wenaweser & Wolfensberger AG, Zürich
- Dr. P. Lüchinger
Wenaweser & Wolfensberger AG, Zürich
- P. Matt
Ingenieur-Beratung, Ittigen
- J.-C. Putallaz
Réalini+Bader et ass. SA, Sion
- Prof. J. Schneider
ETHZ-IBK, Zürich
- Dr. R. Tausky
Zürich
- Dr. U. Vollenweider
Dr. Vollenweider AG, Zürich

Leitung der Arbeitsgruppe

- G. Beck
Wenaweser & Wolfensberger AG, Zürich

Mitglieder des Expertenteams

- E. Braem
C. Zschokke AG, Zürich
- Prof. Dr. M.A. Hirt
ICOM-EPFL, Lausanne
- H. Huber
Kanton Uri, Altdorf
- Dr. J. Jacquemoud
Dr. J. Pralong SA, Sion
- Dr. M. Ladner
ZTL, Horw/Uster
- Dr. P. Ritz
Schneller, Schmidhalter Ritz AG, Brig

Autorenverzeichnis

- Kapitel 1 Problemstellung, G. Beck
- Kapitel 2 Vorgehen bei der Beurteilung bestehender Tragwerke, Prof. J. Schneider
- Kapitel 3 Statische Untersuchung bestehender Tragwerke, Prof. J. Schneider
- Kapitel 4 Rechtliche Aspekte, Dr. R. Tausky
- Kapitel 5 Verstärkungssysteme, G. Beck
- Kapitel 6 Verstärkung mit Beton, Dr. P. Lüchinger
- Kapitel 7 Verstärkung mit Stahl, J.-C. Putallaz
- Kapitel 8 Verstärkung durch Vorspannung, P. Matt
- Kapitel 9 Verstärkungen im Grundbau, Dr. U. Vollenweider

Dank

An dieser Stelle sei auch allen anderen Fachleuten aus Praxis, Lehre und Forschung für deren wertvolle Auskünfte und Stellungnahmen bestens gedankt.

Gestaltung

Education Design Sepp Steibli, Bern

Copyright © Bundesamt für Konjunkturfragen
3003 Bern, Dezember 1994.
Auszugsweiser Nachdruck unter Quellenangabe erlaubt. Zu beziehen bei der Eidg. Drucksachen- und Materialzentrale (Best.-Nr. 724.463 d)

Form. 724.463 d 12.94 2000 U20566

Vorwort

Das Aktionsprogramm «Bau und Energie» ist auf sechs Jahre befristet (1990-1995) und setzt sich aus den drei Impulsprogrammen (IP) zusammen:

- IP BAU – Erhaltung und Erneuerung
- RAVEL – Rationelle Verwendung von Elektrizität
- PACER – Erneuerbare Energien.

Mit den Impulsprogrammen, die in enger Kooperation von Wirtschaft, Schulen und Bund durchgeführt werden, soll ein Beitrag zu einem verstärkt qualitativ orientierten Wirtschaftswachstum, d.h. zu einer rohstoff-, energie- und umweltschonenden Produktion bei gleichzeitig verstärktem Einsatz von Fähigkeitskapital geleistet werden.

Die Voraussetzungen für die Instandhaltung wesentlicher Teile unserer Siedlungsstrukturen sind zu verbessern. Immer grössere Bestände im Hoch- und Tiefbau weisen aufgrund des Alters sowie der sich wandelnden Bedürfnisse und Anforderungen technische und funktionale Mängel auf. Sie müssen – soll ihr Gebrauchswert erhalten bleiben – erneuert werden. Mit stetem «Flicken am Bau» kann diese Aufgabe nicht sinnvoll bewältigt werden. Neben den bautechnischen und organisatorischen Aspekten bilden auch die rechtlichen Rahmenbedingungen, die fast ausschliesslich auf den Neubau ausgerichtet sind, Gegenstand des IP BAU. Es gliedert sich entsprechend in die drei Fachbereiche: Hochbau, Tiefbau, Umfeld.

Wissenslücken bei vielen Beteiligten – Eigentümer, Behörden, Planer, Unternehmer und Arbeitskräfte aller Stufen – sind zu schliessen, damit die technische, energetische und architektonische Qualität unserer Bauten, aber auch die funktionale, wirtschaftliche und kulturelle Bedeutung vieler Quartiere, Dorf- und Stadtteile erhalten oder verbessert werden können.

Kurse, Veranstaltungen, Publikationen, Videos, usw.

Umgesetzt werden sollen die Ziele des IP BAU durch Aus- und Weiterbildung sowohl von Anbietern als auch Nachfragern von Erneuerungsdienstleistungen sowie durch Informationen. Die Wissensvermittlung ist auf die Verwendung in der täglichen Praxis ausgerichtet. Sie basiert hauptsächlich auf Publikationen, Kursen und Veranstaltungen. InteressentInnen können sich über das breitgefächerte, zielgruppenorientierte Weiterbil-

dungsangebot in der Zeitschrift IMPULS informieren. Sie erscheint viermal jährlich und ist (im Abonnement) beim Bundesamt für Konjunkturfragen, 3003 Bern, gratis erhältlich.

Jedem/r Kurs- oder VeranstaltungsteilnehmerIn wird jeweils eine Dokumentation abgegeben. Diese besteht zur Hauptsache aus der für den entsprechenden Anlass erarbeiteten Fachpublikation. Die Publikationen können auch bei der Eidg. Drucksachen- und Materialzentrale (EDMZ), 3000 Bern, bestellt werden.

Zuständigkeiten

Um das ambitionierte Bildungsprogramm bewältigen zu können, wurde ein Umsetzungskonzept gewählt, das neben der kompetenten Bearbeitung durch SpezialistInnen auch die Beachtung der vielen Schnittstellen in der Bauerhaltung und -erneuerung sowie die erforderliche Abstützung bei Verbänden und Schulen der beteiligten Branchen sicherstellt. Eine aus Vertretern der interessierten Verbände, Schulen und Organisationen bestehende Kommission legt die Inhalte des Programms fest und stellt die Koordination mit den übrigen Aktivitäten im Bereich der Bauerneuerung sicher. Branchenorganisationen übernehmen auch die Durchführung der Weiterbildungs- und Informationsangebote. Für die Vorbereitung ist das Projektleitungsteam (Reto Lang, Andreas Bouvard, Andreas Schmid, Richard Schubiger, Ernst Meier, Dr. Dieter Schmid, Rolf Sägesser, Hannes Wüest und Eric Mosimann, BFK) verantwortlich. Die Hauptarbeit wird durch Arbeitsgruppen erbracht, die zeitlich und kostenmässig definierte Einzelaufgaben zu lösen haben.

Dokumentation

Die vorliegende Dokumentation behandelt in erster Linie Wege, die zur Beantwortung der immer wieder an den Ingenieur herangetragenen Fragen nach der Tragsicherheit eines bestehenden Bauwerks eingeschlagen werden müssen. Sie zeigt die Schritte auf, die zur Beurteilung bestehender Tragwerke notwendig sind, um überhaupt über das weitere Vorgehen entscheiden zu können. Die Beschränkung auf die Beurteilung der Tragsicherheit wird im Kapitel über das Vorgehen klar mit der Konzentration auf den schwierigen Kern der Aufgabe begründet.

Probleme wie Ermüdung oder aussergewöhnliche Einwirkungen im Sinne der Norm SIA 160 werden ausgeklammert, weil sie einerseits meist einen anderen Lösungsansatz benötigen als statische Probleme und andererseits sowohl von der Komplexität als auch von ihrer Bedeutung eine eigene Dokumentation wert sind.

Die Arbeitsgruppe legt grossen Wert auf die Vermittlung der Botschaft, dass ein interaktives Vorgehen das A und Ω für das Lösen von Aufgaben bei der Beurteilung der Tragsicherheit darstellt. Der erfahrene Ingenieur richtet seinen Blick auf das Wesentliche des Problems und verstärkt nur, wenn das sorgfältig erarbeitete Wissen um das Bauwerk diesen Entscheid zur Erhaltung der Tragsicherheit erfordert.

Die Abschnitte über die rechtlichen Aspekte zeigen deutlich die hohe Verantwortung, die alle Beteiligten im Umgang mit Bestehendem tragen.

Der zweite Teil der Dokumentation über die Verstärkung von Tragwerken mit verschiedensten Baustoffen bildet zwar nicht Nebensache, kann

aber nicht ohne die Vorbereitung der Beurteilung in der Praxis Anwendung finden.

Nach einer Vernehmlassung und dem Anwendungstest in einer Pilotveranstaltung ist die vorliegende Dokumentation sorgfältig überarbeitet worden. Dennoch hatten die AutorInnen freie Hand, unterschiedliche Ansichten über einzelne Fragen nach eigenem Ermessen zu beurteilen und zu berücksichtigen. Sie tragen denn auch die Verantwortung für die Texte. Unzulänglichkeiten, die sich bei den praktischen Anwendungen ergeben, können bei einer allfälligen Überarbeitung behoben werden. Anregungen nehmen das Bundesamt für Konjunkturfragen oder der/die verantwortliche RedaktorIn/KursleiterIn entgegen (vgl. S. 2).

Für die wertvolle Mitarbeit zum Gelingen der vorliegenden Publikation sei an dieser Stelle allen Beteiligten bestens gedankt.

Februar 1995 Bundesamt für Konjunkturfragen
Dr. B. Hotz-Hart
Vizedirektor Technologie

Inhaltsverzeichnis

1	Problemstellung	9
1.1	Bedeutung bestehender Bauwerke	9
1.2	Inhalt und Abgrenzung der Thematik	11
1.3	Definition der Begriffe	15
1.4	Ziele der Dokumentation	16
1.5	Zielpublikum	17
	Literatur zu Kapitel 1	17

2	Vorgehen bei der Beurteilung bestehender Tragwerke	21
2.1	Vorbemerkungen	21
2.2	Phasen der Beurteilung	24
2.3	Massnahmen	28
2.4	Implikationen für den Ingenieur	29
2.5	Honorierung des Ingenieurs	29
	Literatur zu Kapitel 2	30

3	Statische Untersuchung bestehender Tragwerke	33
3.1	Vorbemerkungen	33
3.2	Aktualisierung von Information	34
3.3	Sicherheitsanalyse	37
	Literatur zu Kapitel 3	40

4	Rechtliche Aspekte	43
4.1	Allgemeines	43
4.2	Haftung aufgrund einer Sachherrschaft am bestehenden Tragwerk	45
4.3	Haftung aus der Beurteilung eines bestehenden Tragwerks	47
4.4	Die rechtliche Zuordnung der Tragwerksverstärkung als materieller Leistung	52
4.5	Die Tragwerksverstärkung als Komplex von immateriellen und materiellen Leistungen	52
4.6	Die rechtliche Zuordnung der Tragwerksverstärkung als Leistungskomplex	54
4.7	Die rechtliche Stellung des Ingenieurs als Planer der Tragwerksverstärkung	56
4.8	Einzelfragen	58
	Literatur zu Kapitel 4	63

5	Verstärkungssysteme	67
5.1	Verstärken ist nicht immer «stärker» machen	67
5.2	Überblick über Verstärkungssysteme	67
5.3	Kriterien zur Wahl des Systems	68
	Literatur zu Kapitel 5	69

6	Verstärkung mit Beton	73
6.1	Problemstellung	73
6.2	Baustoffe	75
6.3	Verbund Beton mit Beton	77
6.4	Verbund Beton mit Stahl	82
6.5	Verbund Beton mit Holz	85
	Literatur zu Kapitel 6	87

7	Verstärkung mit Stahl	91
7.1	Problemstellung	91
7.2	Verstärkung mit Stahlprofilen	92
7.3	Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung	99
	Literatur zu Kapitel 7	108

8	Verstärkung durch Vorspannung	111
8.1	Anwendungsbereiche	111
8.2	Baustoffe	114
8.3	Berechnung und Bemessung	116
8.4	Konstruktive Hinweise	122
8.5	Ausschreibung	129
8.6	Ausführung	130
	Literatur zu Kapitel 8	131

9	Verstärkungen im Grundbau	135
9.1	Vorbemerkung	135
9.2	Ausgangslage	136
9.3	Baugrund	139
9.4	Verstärkungsmittel	142
9.5	Systemwahl	152
9.6	Berechnung und Bemessung	157
9.7	Schlussbemerkung	163
	Literatur zu Kapitel 9	164

Publikationen des Impulsprogrammes IP BAU	165
--	------------

1 Problemstellung

1.1	Bedeutung bestehender Bauwerke	9
1.2	Inhalt und Abgrenzung der Thematik	11
1.3	Definition der Begriffe	15
1.4	Ziele der Dokumentation	16
1.5	Zielpublikum	17
	Literatur zu Kapitel 1	17

1 Problemstellung

1.1 Bedeutung bestehender Bauwerke

Aktuelle Erhebungen wie diejenigen im Bereich der Hochbauten von Wüest & Partner, Zürich, belegen die grosse wirtschaftliche Bedeutung des Immobilien-Portfeuillees der Schweiz. Obwohl die Daten über den aktuellen Gebäudebestand immer wieder – auch in den Dokumentationen des IP-Bau – publiziert wurden, sollen hier wegen ihrer Eindringlichkeit einige Zahlen aus Wüest & Partner, 1993 aufgeführt werden.

Gebäudebestand

Anzahl Gebäude	2.25 Mio.
Bauliche Nutzflächen (BGF) (m ²)	743 Mio.
Gebäudevolumen (m ³)	3 081 Mio.
Assekuranzwert (Fr.)	1 550 Mrd.

Figur 1.1:
Bestand an Hochbauten in der Schweiz
Wüest & Partner, 1993

Der Wiederbeschaffungswert dieses Gebäudeparks wird auf 1800 Mrd. Franken, der gesamte Vermögenswert inklusive der überbauten Grundstückflächen gar auf 2500 Mrd. Franken geschätzt. Figur 1.2 zeigt die Alterstruktur der Hochbauten in der Schweiz nach Anzahl und nach Wert.

Über ein Drittel des gesamten Gebäudevolumens wurde vor 1947 erstellt. Die wichtigste Gruppe der Hochbauten, für die ein grosser Erneuerungsbedarf besteht, bildet das Viertel der Gebäude, die in der Hochkonjunkturphase der sechziger und frühen siebziger Jahre entstanden sind.

Auch die Zahlen aus dem Tiefbaubereich sind eindrücklich. Allein das 1500 km lange Nationalstrassennetz umfasst über 3000 Brücken mit einem Neubauwert von ca. 6 Mrd. Franken. Extrapoliert man diese Zahl auf die Brücken des gesamten Strassennetzes von 71 000 km und addiert die übrigen Ingenieurbauwerke dazu, resultiert im Bereich der Tief- und Ingenieurbauten ein Vermögenswert von über 300 Mrd. Franken.

Baujahr	Anzahl Gebäude	Volumen (Vers.wert)
vor 1947	47%	40%
1947–1960	13%	11%
1961–1975	21%	27%
1976–1990	19%	22%

(Quelle:
Gebäudedatenbank Wüest & Gabathuler, Stand 1990)

Figur 1.2:
Altersstruktur der Hochbauten in der Schweiz

Während die Gesamtinvestitionen im Hochbau 1991 gegenüber 1990 real zurückgingen und noch 37.8 Mrd. Franken erreichten, dehnte sich das Investitionsvolumen im Erneuerungsbereich auf über 10 Mrd. Franken aus.

Ab 1985 nahmen auch die Erneuerungsinvestitionen stetig zu. Im verbesserten Umgang mit der bestehenden Bausubstanz liegt auch die Chance der Bauwirtschaft in den neunziger Jahren. Der gegenwärtige Trend zeigt eine Abkehr vom quantitativen Wachstum und eine Hinwendung zu mehr Unterhalt, Erneuerung und Ausbau des Bestehenden. Jedenfalls darf mit einer geringeren Konjunkturanfälligkeit des Erneuerungsbereiches und einem anhaltend grossen Erneuerungsbedarf gerechnet werden. Bei einem geschätzten langfristigen Investitionsbedarf von 1.5 bis 2 Prozent des Gebäudeneuwertes in Unterhalt und Erneuerung müssten jährlich Mittel zwischen 30 und 40 Mrd. Franken bereitgestellt werden.

Sechzig Prozent der ausgeschiedenen Bauzonen sind überbaut. Insbesondere nachdem viele Kantone durch Änderung der Bau- und Planungs-gesetze erhöhte Nutzungsmöglichkeiten bereits überbauter Gebiete geschaffen haben, kann auch ohne den Einbezug von Grünland zusätzliche Nutzfläche gewonnen werden. Ungenutzte, alte Industriegebiete, die oft an attraktiven, zentralen Standorten liegen, stehen einer sinnvollen Um-nutzung zur Verfügung.

Bekanntere Beispiele grosser Flächen, für die Pläne einer Um-nutzung bestehen, sind etwa die Areale der ABB in Zürich-Oerlikon oder Baden, das Steinfels-Areal mitten in der Stadt Zürich und das Areal der Gebrüder Sulzer AG im Zentrum von Winterthur. Figur 1.3 zeigt die Ausmasse der künftigen Stadtveränderungen in Winterthur.



Figur 1.3:
Luftaufnahme des Sulzer-Areals neben dem Bahnhof Winterthur (Bild: Comet)

Neben der wirtschaftlichen Bedeutung der bestehenden Bausubstanz wird der Werkeigentümer auch durch rechtliche Bestimmungen bezüglich seiner Haftpflicht grundsätzlich dazu angehalten, in die Erhaltung seiner Bauwerke zu investieren.

Ausführlich wird auf die rechtlichen Aspekte im Kapitel 4 dieser Dokumentation eingegangen. Hier seien deshalb nur die beiden wesentlichen Artikel angefügt.

Nach OR 58 haftet der Werkeigentümer für Schaden, der durch den mangelhaften Zustand des Werkes entsteht (Figur 1.4). Die Haftung ist kausal, d.h. unabhängig von einem Fehlverhalten des Eigentümers.

E. Haftung des Werkeigentümers
1. Ersatzpflicht

58. Der Eigentümer eines Gebäudes oder eines andern Werkes hat den Schaden zu ersetzen, den diese infolge von fehlerhafter Anlage oder Herstellung oder von mangelhafter Unterhaltung verursachen.

Vorbehalten bleibt ihm der Rückgriff auf andere, die ihm hierfür verantwortlich sind.

Figur 1.4:
OR Art. 58

Auch bei der Haftung des Grundeigentümers nach ZGB 679 (Figur 1.5) um eine gewöhnliche Kausalhaftung. Allerdings haftet der Grundeigentümer nur für Verletzungen des Nachbarrechtes.

V. Verantwortlichkeit des Grundeigentümers

679. Wird jemand dadurch, dass ein Grundeigentümer sein Eigentumsrecht überschreitet, geschädigt oder mit Schaden bedroht, so kann er auf Beseitigung der Schädigung oder auf Schutz gegen drohenden Schaden und auf Schadenersatz klagen.

Figur 1.5:
ZGB Art. 679

1.2 Inhalt und Abgrenzung der Thematik

Die Nutzung, vielfältige äussere Einwirkungen und die Alterung mindern die Qualität von Tragwerken. Dadurch werden in der Regel sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch die Tragsicherheit beeinträchtigt. Dem grossen Bestand an Wohn-, Geschäfts- und Verwaltungsgebäuden, Industrie- und Infrastrukturanlagen, Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, die heute ein Alter von 25 bis 45 Jahren erreicht haben, setzen die teilweise intensive Nutzung und die Einwirkungen aus der Umwelt arg zu. Einwirkungen aus der Nutzung nehmen an Intensität zu. Erhaltung tut not.

Abgesehen von der Substanzerhaltung müssen viele Bauwerke den heutigen Anforderungen der Nutzung angepasst oder sogar einer neuen Nutzung zugeführt werden (Figuren 1.6 und 1.7).



Figur 1.6:
Einschränkungen vor der Erneuerung
(Bild: SI+A, Heft Nr. 41, 10.10.1991/975, Die Stahlfahrbahn für Brückenerneuerung, Hans-Gerhard Dauner, Aigle)

Das weite Feld der Bauerhaltung und Bauerneuerung kann nicht mit all seinen Aspekten in einer einzigen Dokumentation behandelt werden. Das Impulsprogramm Bau erarbeitet deshalb das Wissen gesamtheitlich in verschiedenen Projekten. Es werden die Diagnose, die Technologien, Architektur, Kosten und Abläufe, aber auch das Baurecht, die Bewirtschaftung und die Umwelt beleuchtet.

Die Beurteilung von Bauwerken erfordert die Zustandsuntersuchung einer Vielzahl von Teilbereichen und Eigenschaften. Die vorliegende Dokumentation beschäftigt sich mit der Tragsicherheit von Bauwerken. Sie zeigt Wege und Mittel zur Beurteilung und Verstärkung von Tragwerken auf. Die Eignung der beschriebenen Vorgehensweisen und Methoden beschränkt sich auf Probleme infolge Eigenlasten des Tragwerks, ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Die begriffliche Grundlage bildet die Richtlinie SIA 462 *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke* (1994).



Figur 1.7:
Umnutzung des 1983 stillgelegten Eisenwerks Frauenfeld zu einer Mischung von Wohn-, Arbeits- und Veranstaltungsräumen
(Bild: K. Keller, Frauenfeld)

Die Dokumentation behandelt:		Die Dokumentation behandelt nicht:
● Tragwerk	Bestehendes Bauwerk	● Nichttragende Bauteile ● Ausbau und Einbauten
● Eigenlasten des Tragwerks ● Ständige Einwirkungen ● Veränderliche Einwirkungen	Einwirkungen	● Aussergewöhnliche Einwirkungen
● Tragsicherheit	Statische Anforderungen	● Gebrauchstauglichkeit ● Ermüdungssicherheit

Figur 1.8:
Abgrenzung der Thematik

Obwohl die vielfältigen Probleme im Zusammenhang mit der Beurteilung und eventuellen Verstärkung von Tragwerken anerkannt werden, können im Rahmen dieser Arbeit nicht alle behandelt werden. Die Konzentration auf das Tragwerk und seine Sicherheit zeigt Figur 1.8.

Ausgeklammert, bzw. in der Behandlung eingeschränkt werden müssen insbesondere folgende für den Gesamtblick wichtige Problemkreise:

● Sicherheitsbetrachtung

Menschen und Umwelt müssen vor Schädigungen durch Versagen von Bauwerken geschützt werden. Die Forderung nach Sicherheit stützt sich dabei auf die einschlägigen Rechtsgrundlagen. Selbstverständlich sind für Sicherheitsbetrachtungen am Bauwerk sämtliche möglichen Gefährdungen einzubeziehen. Die Norm SIA 160 zählt in Ziffer 2 21 2 folgende Punkte auf:

- Abweichungen von den angenommenen Werten der Einwirkung
- Einwirkungen aus dem Baugrund
- Chemische Einwirkungen (z.B. Streusalz)
- Abweichungen von geplanten Werten des Tragwiderstandes
- Zeitabhängige (z.B. Korrosion), temperaturabhängige (z.B. Versprödung) oder lastgeschichtliche (z.B. Ermüdung) Beeinträchtigungen des Tragwiderstandes
- Überlastung des Tragwerkes oder Beeinträchtigung des Tragwiderstandes z.B. durch Brand, Explosion, Leitungsbruch, Hagel, Anprall oder Erdbeben
- Verlust der Gesamtstabilität des Tragwerks (z.B. Gleiten, Umkippen, Abheben)

● **Aussergewöhnliche Einwirkungen**

Zu den die Tragsicherheit beeinträchtigenden Gefährdungen gehören auch die aussergewöhnlichen Einwirkungen wie z.B. Anprall, Entgleisung, Brand, Explosion und Erdbeben. Der Grund für die konsequente Beschränkung auf rein statische Probleme liegt – wie in Abschnitt 5.1. ausgeführt – im oftmals verschiedenen Ansatz, den die Behandlung dieser Gefährdungsbilder insbesondere bei Verbesserung des Tragverhaltens fordert.

Ausführliche Hinweise erhält der Interessierte in der Dokumentation SIA D097 *Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke* der Schweizerischen Gruppe für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB). Die SGEB hat in Fortsetzung dieser ausgezeichneten Dokumentation die Arbeit an einem weiteren Projekt über die Erhaltung der Tragsicherheit für aussergewöhnliche Einwirkungen aufgenommen.

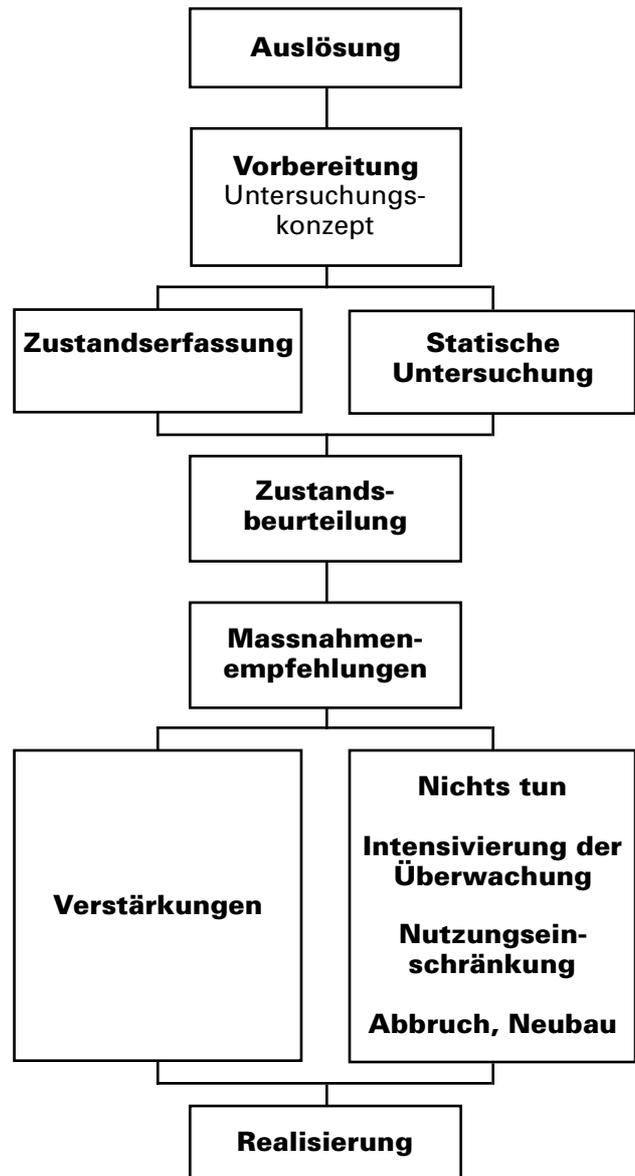
● **Ermüdungssicherheit**

Die Beurteilung der Ermüdungssicherheit stellt für sich selbst ein komplexes Aufgabengebiet dar. Einerseits ist die frühe Erkennung von Ermüdungsrissen schwierig, andererseits stehen zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Ermüdung auch eine Vielzahl anderer als reine Verstärkungsmassnahmen zur Verfügung (z.B. Abbau der Spannungskonzentrationen durch Ausrunden des Rissendes).

● **Gebrauchstauglichkeit**

Die Gebrauchstauglichkeit kann bei der Beurteilung und eventuell Verstärkung eines Tragwerkes nicht ausser Acht gelassen werden. Fragen der Funktionstüchtigkeit und des Aussehens sind oft Fragen der Zumutbarkeit und auf alle Fälle mit dem Eigentümer oder Betreiber abzusprechen. Für die Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit steht wiederum ein breiter Fächer von möglichen Massnahmen zur Verfügung, die nicht «Verstärken» sein müssen (z.B. Trennen einer Maschine als Schwingungsquelle vom Tragwerk).

Die Dauerhaftigkeit wird in den Verstärkungssystemen angesprochen.



Figur 1.9: Phasen zur Erhaltung von Bauwerken mit den Massnahmen in Bezug auf die Tragsicherheit

Die vorliegende Dokumentation gliedert sich in eine Reihe von Arbeiten im Rahmen des IP Bau ein, die die verschiedensten Phasen zur Erhaltung von Bauwerken beleuchten.

Figur 1.9 zeigt die notwendigen Schritte zur Erhaltung von Bauwerken, wobei unter den Mass-

nahmen hier nur die Möglichkeiten betreffend der Tragsicherheit aufgeführt sind. Selbstverständlich sind zur Erhaltung der Tragsicherheit auch Pflege und Unterhalt erforderliche Massnahmen.

Der Bereich der Zustandserfassung und Beurteilung wird von *Untersuchungstechniken im Tief- und Ingenieurbau* (IP Bau 1991), *Zustandsuntersuchung an bestehenden Bauwerken* (IP Bau 1992), *Grobdiagnose von Gebäuden* (IP Bau 1993) und *Feindiagnose im Hochbau* (IP Bau 1993) behandelt. Die Dokumentation *Beurteilung und Verstärkung von Tragwerken* deckt bei der Untersuchung die Nachrechnung und bei der Beurteilung die Tragsicherheit ab.

Auch bei den Massnahmen ist sie auf die Sicherheit der Tragstruktur gerichtet. Weitere Werke zum Bereich der Massnahmen sind *Schutzsysteme im Tief- und Ingenieurbau* (IP Bau 1992) und *Betoninstandsetzung mit System* (IP Bau 1993).

Jedes Bauwerk, das im Falle des Versagens Menschen und Umwelt gefährden kann, muss eine ausreichende Tragsicherheit aufweisen. Neubauten werden von Anfang an so konzipiert und bemessen, dass sie den Anforderungen, die normalerweise in den Normen aufgeführt sind, genügen. Sie werden insbesondere so bemessen, dass auch Ungenauigkeiten und Abweichungen von den im voraus getroffenen Annahmen, die in der Pla-

nungs- und Ausführungsphase unweigerlich auftreten, ohne Beeinträchtigung der Tragsicherheit aufgenommen werden können. Auch Abweichungen in den Einwirkungen und geringe Veränderungen des Tragwiderstandes sind in der Bemessung von Neubauten einzurechnen. Ein bestehendes Bauwerk hingegen trägt alle Abweichungen und Veränderungen gegenüber der ursprünglichen Planung in sich, denen es während der Ausführung und der darauffolgenden Nutzung unterworfen wurde.

Die Beurteilung eines bestehenden Bauwerkes stellt einen iterativen Prozess dar, der vom Groben ins Detail führt. Den Anfang macht dabei immer eine eingehende Besichtigung und das Studium noch vorhandener Akten. Ebenso ist das bisherige Verhalten des Bauwerkes miteinzubeziehen. Je nach Phase ergänzt eventuell eine grobe statische Untersuchung oder eine detaillierte Nachrechnung das Wissen um die Tragsicherheit des Bauwerkes. Letztlich muss eine Aussage darüber gemacht werden, ob und allenfalls wie lange das Bauwerk weiterhin genutzt werden darf oder ob administrative oder bauliche Massnahmen notwendig sind.

Wenn keine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden kann, muss das bestehende Bauwerk oder Teile davon – sofern überhaupt noch möglich – verstärkt werden.

1.3 Definition der Begriffe

Die in dieser Dokumentation verwendeten Begriffe und Definitionen stimmen, sofern nichts anderes vermerkt, mit denjenigen des Normenwerkes des SIA überein. Die Verständigungsgrundlage bildet insbesondere die Richtlinie SIA 462 *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke* (1994).

Die wichtigsten Begriffe in der Übersicht:

- **Bestehende Bauwerke**
Bauwerke, die ausgeführt und im Sinne von Art. 157 und folgenden der Norm SIA 118 oder in ähnlicher Weise abgenommen wurden. Unter dem Begriff Bauwerk sind sowohl Gesamtbauwerke als auch Teile davon zu verstehen.
- **Tragwerk**
Alle Bauteile, welche für das Gleichgewicht und die Formerhaltung eines Bauwerkes notwendig sind. Als Tragwerk gelten demnach auch Teile der äusseren Verkleidung und gewisser Betriebseinrichtungen sowie deren Befestigung.
- **Tragsicherheit**
Die Tragsicherheit eines bestehenden Bauwerks gilt als gegeben, wenn die Möglichkeit eines Tragwerkversagens durch geeignete Massnahmen unter Kontrolle gehalten oder auf ein akzeptierbar kleines Mass beschränkt wird. Bei der Beurteilung der Tragsicherheit ist, insbesondere bei aussergewöhnlichen Einwirkungen, das plastische Verformungsvermögen einzubeziehen.
- **Restnutzungsdauer**
Diejenige Zeitdauer, während der das Bauwerk gemäss aktualisiertem Nutzungsplan noch in Betrieb bleiben soll bzw. darf. Sie legt gegebenenfalls auch den Zeitpunkt fest, bei dem im Hinblick auf eine weitere Nutzung eine erneute Beurteilung der Tragsicherheit erforderlich ist.
- **Aktualisieren**
Die Überprüfung und Ergänzung von z.B. in Plänen, Listen und weiteren Unterlagen vorhandenen Informationen oder der Ersatz durch problemspezifisch erhobenen Informationen. Besonders wichtig ist das Aktualisieren von Bauwerksabmessungen, Baustoffeigenschaften und Einwirkungen auf das Bauwerk.
- **Akzeptierte Risiken**
Risiken, die als akzeptierbar eingestuft und bewusst akzeptiert werden und mit dem Besitzer bzw. Betreiber abgesprochen sind.
- **Mangel**
Fehlen einer Eigenschaft, die das Bauwerk nach vertraglicher Vereinbarung oder nach geübter Baupraxis aufweisen sollte.
- **Bauschaden**
Schwächung oder Schädigung der materiellen Substanz des Bauwerks, die die Tragfähigkeit und/oder die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks beeinträchtigt.

Bei der Beurteilung bestehender Bauwerke muss häufig auf früher gültige Normen und Richtlinien Bezug genommen und auf veraltete Bezeichnungen und Masssysteme zurückgegriffen werden. Es ist in solchen Fällen dafür zu sorgen, dass keine Missverständnisse möglich sind. Wo immer möglich sind die Begriffe, Bezeichnungen und Masssysteme der zur Zeit der Beurteilung gültigen Normen zu verwenden.

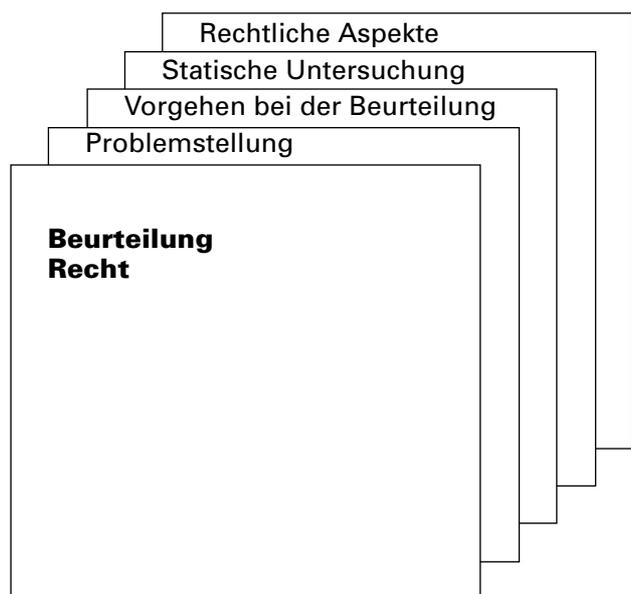
1.4 Ziele der Dokumentation

Die Ausbildung der Bauingenieure und die bisherigen schweizerischen Normenwerke beschränken sich hauptsächlich auf Regeln zur Berechnung, Bemessung und Konstruktion neuer Bauwerke. Die in der Ausbildung erworbenen Kenntnisse für die Planung von Neubauten sind zwar Voraussetzung, reichen aber für die Projektierung an bereits bestehenden und genutzten Bauwerken nicht aus.

Die Dokumentation will in erster Linie Fachleute für den sorgfältigen Umgang mit der bestehenden Bausubstanz sensibilisieren. Sie will bewusst machen und einprägen, dass die Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke ein wesentliches und schwieriges Problem darstellt. Nur sachkundiges, sorgfältiges Vorgehen gepaart mit Erfahrung kann der grossen Verantwortung bei der Annahme entsprechender Aufgaben gerecht werden.

Die Dokumentation umfasst zwei Hauptkapitel, deren Reihenfolge auch zum Ausdruck bringen soll, dass jeder Verstärkung eine gründliche, der Tragweite eines allfälligen Entscheides genügende Untersuchung und Zustandsbeurteilung vorausgehen soll.

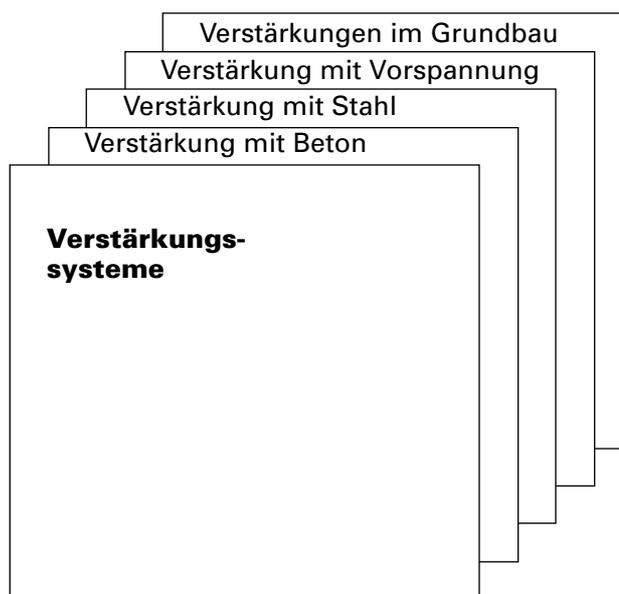
Im ersten Teil (Figur 1.10) werden die Unterschiede zwischen den statischen Berechnungen projektier-



Figur 1.10: Gliederung Kapitel über Beurteilung und Recht

ter Tragwerke und der statischen Untersuchung bereits gebauter Strukturen herauskristallisiert. Es wird das phasenweise Vorgehen bei der Beurteilung bestehender Tragwerke beschrieben und die Methoden zum rechnerischen Nachweis der Tragsicherheit erläutert. Die Anforderungen an die Tragsicherheit werden, in Abweichung von den Konstruktionsnormen des SIA für Neubauten, in Relation zur Restnutzungsdauer des untersuchten Bauwerkes gesetzt. In einem eigenen Kapitel werden wichtige rechtliche Aspekte beleuchtet.

Im Bereich der Verstärkungen erfasst die Dokumentation die grundsätzlichen Probleme bei Verstärkungen mit Beton, mit Stahl, seien es Profile oder geklebte Lamellen, oder bei Verstärkung mit Vorspannung, durch aufgeklebte Bewehrung und durch Spritzbeton. Im weiteren werden Verstärkungssysteme im Grundbau vorgestellt. Die Anwendungsbereiche dieser häufigen Verstärkungssysteme werden umschrieben. Die Eigenschaften der Baustoffe geben die Grundlagen für die Regeln zur Bemessung und Konstruktion. Die Umsetzung in die Praxis wird anhand von Hinweisen zur Ausschreibung und Ausführung gezeigt. Erfahrungen aus Versuchen mit den Verstärkungssystemen und vor allem aus der Anwendung in der Praxis ergänzen das Wissen. Die Gliederung der Kapitel über die Verstärkungssysteme im zweiten Teil der Dokumentation zeigt Figur 1.11.



Figur 1.11: Gliederung Kapitel über die Verstärkungssysteme

1.5 Zielpublikum

Die Dokumentation richtet sich in erster Linie an projektierende und bauleitende Ingenieure in Ingenieurbüros, Unternehmungen und Verwaltung. Die Beurteilung bestehender Tragwerke muss auf einer sorgfältigen Zustandserhebung und einer Überprüfung der statischen Verhältnisse basieren. Eine allfällige Verstärkung resultiert aus der Beurteilung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit. Im Rahmen der Bauerhaltung und -erneuerung sind anspruchsvolle Aufgaben mit grosser Verantwortung zu lösen. Dem in der Planung neuer Bauwerke erfahrenen Ingenieur sollen die Instrumente zur Lösung der sich stellenden Probleme in die Hand gegeben werden.

Dem Ingenieur werden Regeln zur statischen Untersuchung und der Beurteilung der Tragsicherheit erläutert. Im Bereich von Verstärkungen lernt er einige spezifische Massnahmen von der Systemwahl bis zur Ausführung eingehend kennen. Anhand von Beispielen soll er befähigt werden, die eigenen Aufgaben sinngemäss zu lösen.

Literatur zu Kapitel 1

- IP Bau: Untersuchungstechniken im Tief- und Ingenieurbau (1991)
- IP Bau: Grobdiagnose von Gebäuden (1993)
- IP Bau: Untersuchungsmethoden im Hochbau: Feindiagnose für Baukonstruktionen und Haustechnik (1993)
- IP Bau: Zustanduntersuchung an bestehenden Bauwerken (1992)
- IP Bau: Schutzsysteme im Tief- und Ingenieurbau (1992)
- IP Bau: Betoninstandsetzung mit System (1993)
- Richtlinie SIA 462: Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke (1994)
- Wüest & Partner: Bau- und Immobilienmarkt Schweiz, MONITORING 1993 Zürich (1993)

2 Vorgehen bei der Beurteilung bestehender Tragwerke

2.1 Vorbemerkungen	21
2.1.1 Auslösung	21
2.1.2 Tragsicherheit: Das Ergebnis einer Meinungsbildung	21
2.1.3 Aufgaben und Verantwortlichkeiten	22
2.1.4 Varianten des Entscheids	23

2.2 Phasen der Beurteilung	24
2.2.1 Phase I: Grobe Erstbeurteilung	24
2.2.2 Phase II: Detaillierte Untersuchung	26
2.2.3 Phase III: Beratung im Expertenkollegium	27
2.2.4 Instandsetzungsprojekt	27

2.3 Massnahmen	28
2.3.1 Sofortmassnahmen	28
2.3.2 Ergänzende Sicherheitsmassnahmen	28
2.3.3 Verstärken der Konstruktion	28
2.3.4 Ausser Betrieb nehmen, abbrechen	28

2.4 Implikationen für den Ingenieur	29
--	-----------

2.5 Honorierung des Ingenieurs	29
---------------------------------------	-----------

Literatur zu Kapitel 2	30
-------------------------------	-----------

2 Vorgehen bei der Beurteilung bestehender Tragwerke

2.1 Vorbemerkungen

2.1.1 Auslösung

Die Notwendigkeit, das Tragwerk eines bestehenden Bauwerks einer Beurteilung zu unterziehen, ergibt sich

- aufgrund der Ergebnisse einer periodischen Zustandsuntersuchung,
- bei Ablauf der in einer früheren Beurteilung der Tragsicherheit zugestandenen Restnutzungsdauer,
- bei Bekanntwerden von Bemessungs- oder Ausführungsmängeln,
- anlässlich einer geplanten Nutzungsänderung des Bauwerks,
- bei Zweifeln an der Tragsicherheit, hervorgerufen durch sichtbare Schäden,
- bei offensichtlich mangelhafter Gebrauchstauglichkeit,
- durch ausserordentliche Vorkommnisse während der Nutzung (wie z.B. Anprall von Fahrzeugen, Lawinen, Brand im Gebäude, Erdbeben usw.), die das Tragwerk möglicherweise geschädigt haben könnten,
- bei baustoff-, bauweisen- oder systembedingtem Verdacht auf mögliche Beeinträchtigung der Tragsicherheit, oder aber
- durch einen schlichten und zunächst unbegründbaren Verdacht, den man ausräumen will.

Es zeigt sich, dass bei bestehenden Bauwerken die Beurteilung der *Tragsicherheit* das wesentliche Problem ist, und zwar deshalb, weil Aussagen über das Verhalten des Tragwerks in Extremsituationen gemacht werden müssen, die in der Regel ausserhalb des direkt erschlossenen Erfahrungsbereichs liegen. Dazu gehört oft auch die schwierige und für die Beurteilung der Tragsicherheit entscheidende Frage, in welchem Zustand sich gewisse Tragelemente befinden, z.B. in bezug auf Korrosion.

Auch die Beurteilung des Zustands eines bestehenden, dynamisch beanspruchten Tragwerks im Hinblick auf *Ermüdung* ist eine komplexe Angelegenheit. Eine einigermaßen zuverlässige Entdeckung von Ermüdungsrissen im frühen Zustand ist nur mit grossem Aufwand möglich und setzt eine sachkundige, auf besonders gefährdete Tragwerksteile ausgerichtete, intensive Suche voraus.

Zweifel an der *Gebrauchstauglichkeit* bestehen hingegen selten, denn entweder hat sich das Trag-

werk als gebrauchstauglich erwiesen oder die entsprechenden Mängel sind aus der vorhergehenden Nutzung bekannt. Durchbiegungen, die Rissbildung, die Charakteristik des Schwingungsverhaltens usw. zeigen sich jedenfalls unter den Umständen des normalen Gebrauchs und lassen schlüssige Aussagen ohne weiteres zu. Allenfalls stellen sich Fragen der Zumutbarkeit gewisser Erscheinungen für die Benützer von Bauwerken, wie z.B. von Schwingungen, Erschütterungen usw.

Auch die Frage der *Dauerhaftigkeit* stellt sich bei bestehenden Bauwerken in anderem Licht. Wo es bei der Projektierung von Bauwerken vielfach an Erfahrung mangelt, lässt sich bei bestehenden Bauten anhand des angetroffenen Zustands leichter auf die zu erwartende weitere Entwicklung schliessen. Die Festlegung der zum weiteren Erhalt der Bausubstanz notwendigen Vorkehrungen ist vergleichsweise einfacher.

Bei der Projektierung und Bemessung *neuer* Tragwerke liegen die Probleme im übrigen genau umgekehrt: Die normgemässe Tragsicherheit ist mit vergleichsweise einfachen Modellen nachweisbar, während die Gebrauchstauglichkeit wegen der grossen Voraussage-Unschärfen und wegen mangelnder Kenntnis der Einzelheiten der späteren Nutzung auch mit «genauen» Modellen lediglich abgeschätzt werden kann. Noch schwieriger ist die Voraussage der Dauerhaftigkeit von Bauwerken im Planungsstadium.

2.1.2 Tragsicherheit: Das Ergebnis einer Meinungsbildung

Sicherheit bzw. Unsicherheit eines *bestehenden* *Tragwerks* sind nicht mit dem Tragwerk quasi festverbundene Eigenschaften, sondern im vorliegenden Zusammenhang zunächst der Ausdruck eines persönlichen Vertrauens (z.B. eines Experten) in die vorgefundene Situation. Die Aussage wird beeinflusst durch die grundsätzlich messbaren, aber oft schlecht bekannten physikalischen Eigenschaften des Tragwerks, die Vorstellungen über das Verhalten des Tragwerks sowie durch die im Verlaufe der Restnutzungsdauer zu erwartenden Gefährdungsbilder.

Jede Aussage über die Sicherheit eines bestehenden Tragwerks ist demnach subjektiv und spiegelt zudem den Stand des Wissens und der Kenntnisse desjenigen, der die Aussage macht. Charakteristisch für diesen Sachverhalt ist die Tatsache,

dass Expertenmeinungen oft recht verschieden sein können, aber auch, dass sich die Standpunkte von Experten im Verlaufe eines Meinungsaustausches in der Regel nähern, und dass sich Experten sogar einigen können.

Tragsicherheit eines bestehenden Bauwerks ist im übrigen aber auch eine Frage – und in vielen Fällen zugleich das Ergebnis – einer sorgfältigen Analyse des Tragwerkszustandes und seines Verhaltens. Was auf den ersten Blick beispielsweise als unsicher eingestuft wird, lässt sich durch Hinzugewinnung weiterer Informationen unter Umständen als sicher bezeichnen. Die durch Beobachtung gesicherten objektiven Eigenschaften des Tragwerks beeinflussen die zunächst weitgehend subjektive Einschätzung der Tragsicherheit. Diesen Prozess bei der Beurteilung eines Bauwerks zeigt Figur 2.1. In Kapitel 3 wird darauf näher eingegangen.

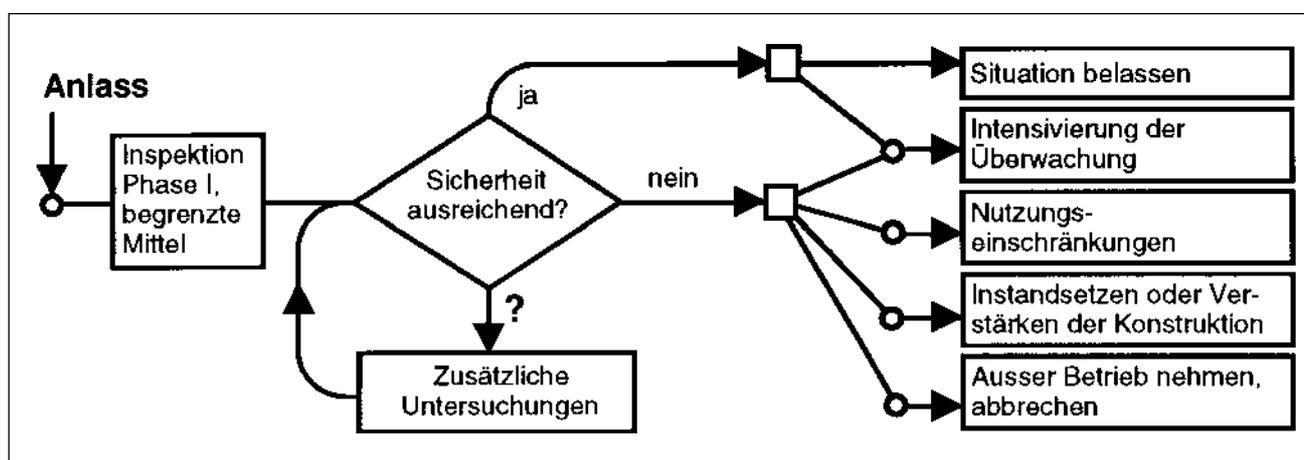
Im Gegensatz zum Vorstehenden kann man durchaus die Sicherheit eines *Tragwerkprojektes* als objektive Eigenschaft des Projekts bezeichnen, denn die Aussage über die Tragsicherheit stützt sich in der Regel auf wenige, in den massgebenden Normen klar umschriebene Bestimmungsstücke. Deshalb ist ja auch die Sicherheit eines projektierten Tragwerks anhand der statischen Berechnung und der Pläne weitgehend objektiv beurteilbar.

2.1.3 Aufgaben und Verantwortlichkeiten

Die Aufgaben und Verantwortlichkeiten der Beteiligten sind in Kapitel 4 ausführlich dargestellt. Hier genügen deshalb ein paar kurze Hinweise.

Es ist offensichtlich, dass der Eigentümer des fraglichen Bauwerks, allenfalls veranlasst durch Meldungen oder Absichten des Betreibers oder des Benützers, verantwortlich ist für die *Einleitung* einer Untersuchung, denn er haftet *kausal* für das Versagen seines Werks. Er ist in einer solchen Situation gut beraten, einen erfahrenen Ingenieur beizuziehen und diesen mit einer ersten Untersuchung zu beauftragen. Der entsprechende Auftrag ist gemeinsam sorgfältig zu formulieren und schriftlich niederzulegen. Aus der Schwierigkeit der Aufgabe heraus erweist es sich als wichtig, dass der Eigentümer volles Vertrauen in den von ihm beauftragten Ingenieur hat.

Der Ingenieur ist selbstverständlich verantwortlich für eine *sorgfältige* Erledigung seines *Auftrags* und dabei insbesondere für eine sachkundige Erarbeitung seiner *Aussagen* über die Tragsicherheit des Bauwerks und der von ihm vorgeschlagenen Massnahmen. Wie er zu seiner Aussage kommt, ist im wesentlichen seine eigene Sache. So wird er insbesondere seine Berechnungen und Untersuchungen vorwiegend zur eigenen Meinungsbildung anstellen. Es gehört im übrigen zu den Sorgfaltspflichten des Auftragnehmers, zu erkennen zu geben, wenn er der Aufgabe nicht gewachsen ist und einen solchen Auftrag abzulehnen. Im übrigen ist es gut zu wissen, dass auch eine einfache Aus-



Figur 2.1:
Der Beurteilungsprozess und die Varianten des Entscheids

kunft eines Fachmanns, selbst wenn dieser kein Honorar bezieht, dem Auftragsrecht und damit der Sorgfaltshaftung unterstellt ist.

Der *Richter* wird im konkreten Fall einer allfälligen Gerichtsverhandlung vor allem beurteilen, ob der Ingenieur angesichts der schwierigen Aufgabe die *objektiv nötige Sorgfalt* hat walten lassen. Die Richtigkeit der Aussagen des Ingenieurs steht dabei weniger zur Debatte, denn kein Mensch, auch der beste Fachmann nicht, kann absolut richtige Aussagen machen. Auch liegt die Beweispflicht beim allfälligen Kläger. Er muss beweisen, dass der Ingenieur seine Sorgfaltspflichten verletzt hat (siehe auch Briner, 1992).

Der *Eigentümer* ist schliesslich gehalten, die Anordnungen und Ratschläge des Ingenieurs zu beachten. Ist er nicht bereit, dies zu tun, muss ihn der Ingenieur unmissverständlich auf die möglichen Konsequenzen hinweisen. Im Falle einer Gefährdung von Personen fordert die strafrechtliche Verantwortung des Ingenieurs die Meldung kritischer Sachverhalte an die zuständigen Baubehörden und notfalls an den Staatsanwalt.

Angesichts eines grossen Gefährdungspotentials oder grosser Kosten drängt sich die Frage auf, ob ein Ingenieur allein die Verantwortung für schwerwiegende Entscheide übernehmen kann: Hat er genügend Gewicht, um die notwendigen Massnahmen auch wirklich durchzusetzen? Darf man es seinem Urteil überlassen, aussergewöhnliche Risiken zu akzeptieren?

2.1.4 Varianten des Entscheids

Der mit der Beurteilung eines bestehenden Tragwerks beauftragte Ingenieur muss Antworten vor allem auf die folgenden Fragen finden:

- Wie sicher ist die vorgefundene Situation?
- Ist das sicher genug?
- Wer entscheidet?
- Wie kommt man zum Entscheid?
- Wie vertritt man den Entscheid?
- Wie setzt man den Entscheid durch?

Der beauftragte Ingenieur muss sich selbst zu einem eindeutigen Entscheid und damit zu einer klaren Empfehlung an den Bauherrn durchringen. Dieser Entscheid kann im Prinzip nur entweder

«sicher» oder eben «nicht sicher» lauten und ist von grosser Tragweite.

Im ersten Fall wird man den Beurteilungsprozess abbrechen und der Aussage des Ingenieurs voll vertrauen müssen, im zweiten ist herauszufinden, was nun weiter zu tun sei. Es steht eine Reihe von Varianten zur Wahl, von einer Intensivierung der Überwachung der Konstruktion bis hin zu Abbruch und Neubau. Figur 2.1 zeigt das Entscheidungsspektrum und die möglichen Folgen.

Es ist wohl selbstverständlich, dass man diejenige Variante wählen wird, die bei vertretbarem Risiko am kostengünstigsten ist. Aus volkswirtschaftlichen Gründen werden wir – in Zukunft wohl mehr noch als heute – mit grösseren Risiken leben lernen müssen, denn wir können nicht alle in irgend einer Weise fragliche Bausubstanz gleich abreißen.

In der Regel treffen schliesslich der Eigentümer bzw. der Betreiber *de jure* den Entscheid. Bei öffentlichen Bauten ist das die Baudirektion und damit die Regierung oder ähnliche Instanzen. Diese häufig nicht sachkundigen Gremien stützen sich dabei jedoch auf den oder die beigezogenen Experten. *De facto* trifft also oft der Ingenieur den Entscheid. Das macht ihm die Situation nicht leichter.

2.2 Phasen der Beurteilung

Es zeigt sich, dass eine Gliederung der Beurteilung eines bestehenden Bauwerks in drei Phasen sinnvoll ist (siehe SIA Richtlinie 462). Jede dieser drei Phasen soll in sich abgeschlossen sein und dem Eigentümer nach Abschluss der Phase die Entscheidungsfreiheit zurückgeben. Diese Freiheit ist allerdings eingeeengt durch die in einem die jeweilige Phase abschliessenden Bericht zusammengestellten Empfehlungen des Ingenieurs und die Bestimmungen des Obligationenrechts und des Strafgesetzbuches.

Es ist offensichtlich, dass jede dieser drei Phasen mit einem präzisen, in der Regel schriftlich formulierten Auftrag eingeleitet werden sollte. Auftraggeber und beauftragter Ingenieur werden diesen Auftrag gemeinsam formulieren müssen.

Figur 2.2 zeigt schematisch, wie man sich den Ablauf einer Beurteilung vorstellen kann.

2.2.1 Phase I: Grobe Erstbeurteilung

Die grobe Erstbeurteilung ist in mancher Beziehung die wichtigste Phase und erfordert grosse Sachkenntnis. Sie bezweckt, mit grundsätzlich bescheidenen, dem Problem aber angemessenen Mitteln die vorhandenen Zweifel auszuräumen, oder aber – falls dies nicht gelingt – zu vernünftigen Vorschlägen für das weitere Vorgehen zu kommen. Die grobe Erstbeurteilung besteht aus einem Augenschein, begleitendem Aktenstudium, einer im Gespräch mit dem Eigentümer oder Betreiber gewonnenen Aktualisierung von Nutzungsplan und Sicherheitsplan, einer überschläglichen Kontrolle der Tragsicherheit und einem abschliessenden Bericht.

a) Besichtigung

Eine eingehende Besichtigung des fraglichen Objekts ist ausserordentlich wichtig. Ziel ist unter anderem das Erkennen von ortstypischen Gefährdungsbildern, die das Tragwerk in Zukunft bedrohen könnten. Es geht weiter darum, Mängel und Schäden und alle Zeichen von Überlastung zu erkennen. Auch soll bei dieser Besichtigung eine erste, intuitive Beurteilung der Tragsicherheit erfolgen. Falls notwendig, sind auch erste sichernde Sofortmassnahmen anzuordnen.

Eine solche Besichtigung muss gut vorbereitet werden, ohne sich dadurch allerdings spontane Abweichungen zu verbauen. Beachtenswerte Hinweise finden sich in (IP Bau, 1992).

b) Aktenstudium

Falls überhaupt auffindbar, müssen in einem zweiten Teil der Phase I die vorhandenen Bauakten studiert werden: Pläne, statische Berechnung, Bautagebuch, Offerte, Rechnungen, Abnahme-Protokolle, Umbau-Pläne usw.

Beim Studium dieser Akten muss versucht werden, die damalige Situation zu erfassen: Welche Ziele wurden angestrebt, welche Bauverfahren, welche Baustoffe angewendet? Welches ökonomische und organisatorische Klima herrschte? Standen die Arbeiten unter Zeitdruck? Das sind sog. Qualitätsindikatoren.

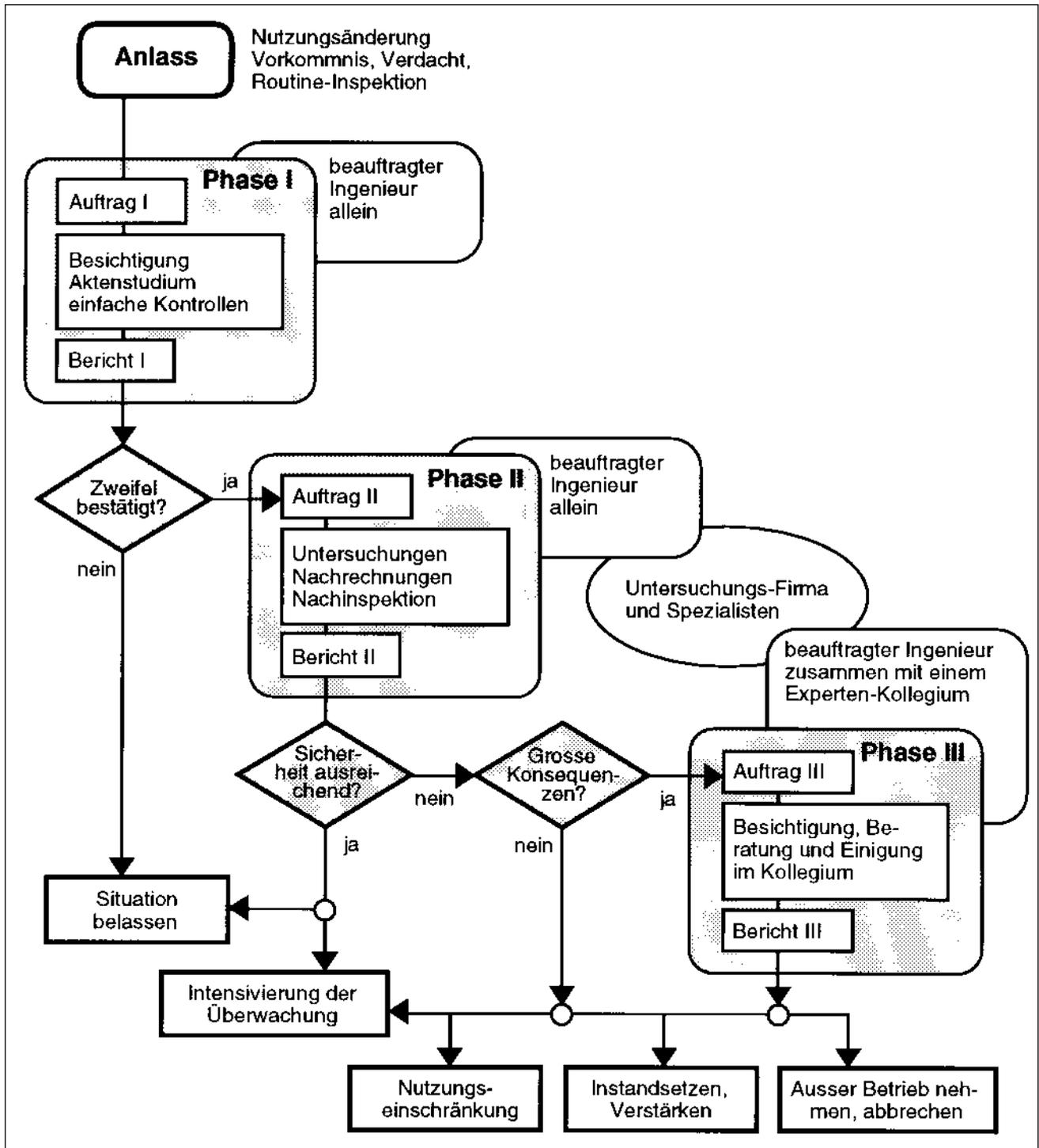
Auch die Durchsicht der statischen Berechnung bringt eine Fülle von Informationen über Normen, Berechnungs- und Bemessungsmethoden, die zugrundegelegten statischen Systeme und die zur Verfügung stehenden Rechenhilfsmittel. Sie zeigt auch gleichzeitig auf, wo aufgrund des heutigen Standes der Technik rechnerische Reserven liegen und falls nötig herangezogen werden könnten.

c) Ergänzung und Berichtigung der Bauakten

Bei vielen bestehenden Bauwerken werden sowohl der von den neuen Tragwerksnormen des SIA geforderte Nutzungsplan als auch der darauf aufbauende Sicherheitsplan fehlen. Diese Pläne sind dann aufgrund der angestrebten Restnutzungsdauer neu zu erstellen bzw. zu berichtigen und bilden in der Folge eine wichtige Basis für die Beurteilung der Frage, unter welchen Bedingungen und Vorkehrungen ein bestehendes Bauwerk weiter in Betrieb bleiben darf.

Es gilt dann weiter festzuhalten, welche *Risiken* man meint *akzeptieren* zu können. Man tut gut daran, diese aufzulisten und mit dem Eigentümer abzusprechen, damit rechtzeitig klar ist, wer im Schadenfall die finanziellen Konsequenzen trägt. Dass man Personenschäden weder bewusst noch fahrlässig akzeptieren darf, bedarf wohl keiner weiteren Erläuterung.

Eine wesentliche Rolle kommt bei bestehenden Bauwerken den *Nutzungsanweisungen*, sowie



Figur 2.2:
Die Phasen der Beurteilung

dem *Überwachungs-* und dem *Unterhaltsplan* zu, die festlegen, wie der Bestand des Bauwerks über die verbleibende Restnutzungsdauer gesichert werden soll.

Schliesslich ist durch eine sorgfältige Zusammenstellung aller wesentlichen *Bauakten* dafür zu sorgen, dass für eine erneute Beurteilung die wichtigen Grundlagen unmissverständlich und lückenlos vorliegen.

d) Grobe statische Beurteilung

Aufgrund des Nutzungsplans und des Sicherheitsplans und nach Einsicht in die Pläne und die Statische Berechnung kann in der Regel eine erste Abschätzung der vorhandenen Tragsicherheit vorgenommen werden. Wie man hier am besten vorgeht, wird in Kapitel 3 gezeigt.

Ein Wort ist nötig im Hinblick auf Tragwerke, die in dynamischer Hinsicht ein unbefriedigendes Verhalten zeigen. In solchen Fällen ist neben der Tragsicherheit auch die Tragwerkssteifigkeit zu beachten, die das Schwingungsverhalten entscheidend beeinflusst. Verstärkungen der Konstruktion, die in der Regel mit einer Erhöhung der Steifigkeit einhergehen, sind nicht immer das richtige Konzept. Besonders sorgfältig muss man die dynamischen Fragen bei der Beurteilung der Erdbebensicherheit von Tragwerken angehen, denn hier besteht zwischen Tragwiderstand und Duktilität des Tragwerks ein empfindliches Wechselspiel. Verstärken einer Konstruktion kann als Folge der damit einhergehenden Versteifung durchaus zu einer Schwächung der Konstruktion führen.

e) Bericht

Alle in der Phase I gewonnenen Erkenntnisse werden in einem Bericht zuhanden des Auftraggebers zusammengefasst. Falls die Zweifel, die zum Auftrag geführt hatten, im Verlauf der Phase I nicht aus dem Weg geräumt werden konnten, müssen mit der Phase II weitere Schritte eingeleitet werden.

2.2.2 Phase II: Detaillierte Untersuchung

Es ist sinnvoll, den gleichen Ingenieur mit den Arbeiten der Phase II zu betrauen, um so das gewonnene Vorwissen zu nutzen.

a) Untersuchungen am Bauwerk

Typisch für die Phase II sind die Untersuchungen am Bauwerk. Man nennt das *Aktualisieren* der Informationen über das Bauwerk. Hierzu müssen in der Regel spezialisierte Fachinstanzen und Spezialisten beigezogen werden. Wichtige Hinweise zu diesem Thema finden sich in (Favre et al., 1987; IP Bau, 1992; Ladner, 1988; Wicke, 1987).

Oft wird standardmässig alles nur irgendwie möglicherweise Interessante geprüft: z.B. Menge und Zustand der Bewehrung, Karbonatisierungstiefen, Chloridgehalte, Risse und Rissweiten, Anrisse, Ermüdungsrisse, Festigkeiten, Verhalten unter Last, Durchbiegungen, Verankerungen, Injektion bei Spannkabeln usw. Ein solches undifferenziertes Vorgehen ist selten vernünftig. Auch können allzu intensive Untersuchungen, die selten völlig zerstörungsfrei sind, das Tragwerk unnötig schädigen.

Es ist vielmehr vernünftig und kostengünstig, auf der Basis der in Phase I gewonnenen Einsichten und Fragen gezielt ein geeignetes Untersuchungsprogramm aufzustellen und dort festzulegen, was zu prüfen ist. Die gründlich vorbereitete Untersuchung sollte vom beauftragten Ingenieur verantwortlich begleitet werden. Auch soll er soweit als möglich Einfluss nehmen auf die Formulierung des Untersuchungsberichts.

b) Nachrechnung

Die aus den Untersuchungen gewonnenen Zusatzinformationen werden in die Nachrechnung einbezogen mit dem Ziel, die am Ende der Phase I noch immer bestehenden Zweifel nun endlich auszuräumen oder aber zu bestätigen. Man wird für die konventionelle Statik die aktualisierten Werte und modifizierte Rechenmodelle verwenden.

c) Bericht

Alle Ergebnisse der Phase II werden in einem Bericht zusammengefasst, der wiederum an den Auftraggeber geht. Der Bericht gibt insbesondere Auskunft über die Frage der Tragsicherheit. Wenn die Tragsicherheit als ungenügend eingeschätzt wird, müssen eine intensivierete Überwachung, Nutzungseinschränkungen, eine Verstärkung und allenfalls ein Ausser-Betrieb-nehmen in Betracht gezogen werden.

Bei *normaler Tragweite* der Entscheidung zu einer dieser Massnahmen ist es durchaus vertretbar, die Untersuchung mit der Phase II abzuschliessen. Das ist z.B. der Fall, wenn keine Menschen gefährdet sind und allfällige erhöhte Sachschaden- oder Vermögensschadenrisiken in Kauf genommen werden können. Wenn keine Menschenleben gefährdet sind, dürfen bei der Entscheidungsfindung durchaus auch Kosten-Nutzen-Überlegungen angestellt werden.

Ein solcher Abschluss des Beurteilungsprozesses ist auch dann vertretbar, wenn man sich zu einer Instandsetzung bzw. Verstärkung der Konstruktion oder für Abbruch und Neubau entscheidet, sofern dies keine unverhältnismässig grossen finanziellen Konsequenzen zur Folge hat.

Treffen diese Kriterien jedoch nicht zu, hat man es also mit einem komplexen Problem zu tun, wo die Entscheidung weitreichende Folgen hat, muss der verantwortliche Ingenieur in seinem, die Phase II abschliessenden Bericht die Einleitung der Phase III vorschlagen.

Auch der Auftraggeber sollte in einem solchen Fall an diesem Schritt interessiert sein, gewährleistet er doch eine wohlabgewogene und unvoreingenommene Urteilsfindung.

2.2.3 Phase III: Beratung im Expertenkollegium

In den eher seltenen Fällen von Problemen grosser Tragweite sollte ein Expertenkollegium einberufen werden, das die Vorschläge für den bevorstehenden Entscheid sorgfältig prüft. In das Kollegium sollen, zusätzlich zum weiterhin tätigen beauftragten Ingenieur, zwei weitere erfahrene Fachleute einberufen werden. Der Eigentümer oder der Betreiber ist in der Regel nicht Mitglied des Kollegiums, steht diesem aber für Auskünfte zur Verfügung. Auch wird er sich gerne über die Qualität der Diskussionen im Kollegium orientieren wollen und wird deshalb als Beobachter anwesend sein.

Ein solches Expertenkollegium tritt bei der Beurteilung bestehender Bauwerke gewissermassen an die Stelle der Normen, die bei der Projektierung von Neubauten ein ausgewogenes Sicherheitsniveau gewährleisten. Insbesondere das Akzeptieren erhöhter Risiken sollte im Prinzip einem solchen Expertenkollegium vorbehalten bleiben.

Der mit den Phasen I und II beauftragte Ingenieur wird dem Kollegium alle verfügbaren Unterlagen zur Kenntnis bringen und seine Vorschläge für das weitere Vorgehen begründen. Das Kollegium wird gut daran tun, das Bauwerk gemeinsam zu besichtigen und dann gemeinsam zu beraten.

Das Kollegium kann den Entscheid vertagen, um Zeit für weitere Untersuchungen am Bauwerk zu gewinnen. Es kann auch vom beauftragten Ingenieur weitere Untersuchungen fordern, bevor es zu einem Entscheid kommt. Dieser Entscheid sollte einstimmig sein und gemeinsam vor dem Eigentümer – gegebenenfalls auch vor der Öffentlichkeit – vertreten werden. Für den Entscheid tragen die Mitglieder des Kollegiums dem Eigentümer gegenüber gemeinsam die Verantwortung.

Das Expertenkollegium berät den Bauherrn oder Betreiber demnach in letzter Instanz über die zu treffenden Massnahmen. Es ist auch der Öffentlichkeit gegenüber verpflichtet und muss bei Gefahr für Leib und Leben alles Nötige in die Wege leiten, um allenfalls auch für den Eigentümer oder Betreiber unangenehme Massnahmen durchzusetzen.

2.2.4 Instandsetzungsprojekt

Die Ausarbeitung des Instandsetzungs- bzw. Verstärkungsprojekts gehört nicht mehr zu den vorstehend geschilderten Phasen. Sie bildet vielmehr einen neuen Auftrag an einen Ingenieur. Einerseits liegt es nahe, die gewonnene Sachkenntnis des mit der Beurteilung betrauten Ingenieurs auch für die Projektierung der Instandsetzung zu nutzen, andererseits ist dann die Gefahr einer tendenziellen Fehlbeurteilung des bestehenden Bauwerks nicht immer von der Hand zu weisen.

2.3 Massnahmen

Die grundsätzlich zur Verfügung stehenden Massnahmen sind aus Figur 2.2 ersichtlich. Hinzu kommt, was unter Umständen als Sofortmassnahmen einzusetzen ist, um angetroffene kritische Situationen zu sichern. Diese Massnahmen sollen kurz erläutert werden.

2.3.1 Sofortmassnahmen

Sobald es der Augenschein als nötig erscheinen lässt, müssen zum Schutze von Menschen und Umwelt unverzüglich sichernde Massnahmen angeordnet werden. Dies ist spätestens dann der Fall, wenn der dringende Verdacht besteht, dass die Tragsicherheit nicht gewährleistet ist.

Als sichernde Sofortmassnahmen sind in Betracht zu ziehen:

- Ausreichende Beschränkung der Nutzung,
- Abstützung und Unterspriessung von Bauteilen, die Menschen und Umwelt gefährden,
- Absperrung von Teilen des Bauwerks,
- Ausserbetriebnahme und Absperrung des Bauwerks.

2.3.2 Ergänzende Sicherheitsmassnahmen

Sinnvoll ist oft eine *Intensivierung der Überwachung* von Bauwerken, sofern diese eine graduelle Verschlechterung der Tragsicherheit einer Konstruktion rechtzeitig aufdecken kann. Dies ist der Fall, wenn sich ein allfälliges Versagen, z.B. durch wachsende Verformungen, Risse, sukzessives Brechen von Drähten usw. vorzeitig ankündigt. Bei Konstruktionen, bei denen ein unangekündigtes Versagen möglich scheint, ist hingegen eine Intensivierung der Überwachung in der Regel kein zuverlässiges Mittel.

Oft sind auch sog. administrative Massnahmen am Platz, wie z.B. die Verfügung von *Nutzungs- bzw. Nutzlastbeschränkungen* usw. Es ist wichtig, solche Massnahmen auf ihre Wirksamkeit und Durchsetzbarkeit hin zu untersuchen.

Es ist zu empfehlen, auf diesem Weg eingegangene und bewusst akzeptierte Risiken in einer Risikodokumentation festzuhalten und mit dem Eigentümer bzw. Betreiber des Bauwerks abzusprechen.

2.3.3 Verstärken der Konstruktion

Werden Teile eines Tragwerks verstärkt, so wäre für die zu verstärkenden Tragwerksteile die Einhaltung der für Neubauten gültigen einschlägigen Normen des SIA anzustreben.

Sind wesentliche Teile oder das gesamte Tragwerk zu verstärken, so sollen der Bemessung der Verstärkung diese Normen zugrunde gelegt werden.

2.3.4 Ausser Betrieb nehmen, abbrechen

In seltenen Fällen wird man das Bauwerk aus Gründen der Tragsicherheit vorübergehend oder dauernd ausser Betrieb nehmen müssen.

Es sollte uns Ingenieuren jedoch bewusst sein, dass ein mit Sicherheitsmängeln begründeter Abbruch eines Bauwerks erst zuallerletzt erwogen werden darf. In gewissem Sinne misst sich die Qualität eines Ingenieurs an seiner Fähigkeit, auch auf längere Sicht vertretbare andere Wege zu finden, um diese letzte Massnahme hinauszuschieben.

Ist man jedoch gezwungen, das Tragwerk zu ersetzen, wird man den Abbruch planen und den Neubau projektieren müssen. Die Projektierung des Neubaus orientiert sich dann zweifellos an den für Neubauten gültigen Normen.

2.4 Implikationen für den Ingenieur

Es zeigt sich, dass der Ingenieur in allen obengenannten Varianten des Entscheids in irgendeiner Weise anfechtbar ist. Das soll hier abschliessend an einem Beispiel deutlich gemacht werden:

Ein freistehendes Dach, unter dem sich praktisch immer Personen aufhalten (z.B. eine Tankstelle oder ein Zollgebäude), gibt Anlass zur Besorgnis (Risse, Durchbiegungen usw.). Ein Ingenieur wird beauftragt, diese Besorgnis zu zerstreuen oder zu bestätigen. Seine Antwort löst entsprechende Massnahmen aus, die recht kostspielig sein können.

Die grundsätzlich möglichen Varianten seiner Antwort sind klar: man kann *abreissen* und sicherer neu bauen, die fragliche Konstruktion *verstärken*, weitere Untersuchungen verlangen oder einfach nichts machen und das Gebäude *in Betrieb lassen*. Was soll er dem Betreiber des Gebäudes raten?

Ein wenigstens gewisse Fragen klärender Belastungsversuch kostet z.B. 20 000 Franken, ein Abbruch und Neubau des Gebäudes 500 000 Franken, nichts zu tun vielleicht 1000 Franken, nämlich das Honorar des beauftragten Ingenieurs. Dieser Betrag ist vernachlässigbar. Welchen Rat soll der Beauftragte geben?

Es ist offensichtlich, dass er mit seinem Entscheid eine beträchtliche Verantwortung auf sich nimmt und sich in gewissem Sinne in Gefahr begibt: Rät er dazu, das Bauwerk in Betrieb zu lassen und es stürzt nachher ein, wird man ihn belangen. Rät er dazu, abzubrechen und neu zu bauen, bleibt die Frage ungeklärt, ob das nun wirklich nötig war und man wird ihn vielleicht sogar als übervorsichtig disqualifizieren und ihm nicht folgen. Rät er zum Belastungsversuch, kann es durchaus sein, dass die Sicherheit der Konstruktion bestätigt wird und man wird ihm dann die Kosten des Versuchs als unnötig verursachte Ausgabe ankreiden.

Es geht hier offensichtlich darum, die Verantwortung des Ingenieurs auf ein akzeptables Mass einzuschränken, die Rechtsprechung entsprechend zu beeinflussen und die Honorarfrage zu regeln.

2.5 Honorierung des Ingenieurs

Wie die Norm SIA 160 und die Konstruktionsnormen des SIA schlechthin, so ist auch die gültige Honorarordnung des SIA ihrer Anlage nach auf die Projektierung neuer Tragwerke ausgerichtet und versagt, wenn es um die Beurteilung der Trag-sicherheit bestehender Bauwerke geht.

Die Honorierung von Leistungen bei der Beurteilung von bestehenden Tragwerken ist nicht eine Frage der Arbeitsstunden. Auch mit einem hohen Stundenansatz kann man das Problem nicht lösen. Es ist auch nicht eine Frage des Prozentsatzes der für eine Verstärkung und Sicherung aufzuwendenden Mittel, denn diese können bescheiden, ja gar Null sein. Es ist die Frage nach einer der Verantwortung des Ingenieurs angemessenen Entschädigung.

Hier sehen wir eine Aufgabe, der sich der SIA angesichts der steigenden Bedeutung der Frage dringend annehmen müsste.

Literatur zu Kapitel 2:

Briner, H.:

Nutzungs-/Sicherheits-/Kontrollplan – Rechtliche Fragen und Antworten zur Norm SIA 160, Schweizer Ingenieur und Architekt 26, Seiten 525 ff und Nr. 35, Seiten 633 ff, 1992

Favre, R., Andrey, D. & Suter, R.:

Maintenance des ouvrages d'art – Méthodologie de surveillance
Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau, Bern 1987

IP Bau:

Zustandsuntersuchungen an bestehenden Bauwerken – Leitfaden für Bauingenieure
Bundesamt für Konjunkturfragen, 1992

Ladner, M.:

Zustandsuntersuchungen von Bauwerken
Forschungs- und Arbeitsberichte,
Abteilung 116, Massivbau, Bericht Nr. 116/3
EMPA Zürich, 1988

SIA 160:

Einwirkungen auf Tragwerke
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1989

SIA 169:

Erhaltung von Ingenieur-Bauwerken
Empfehlung, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1987

SIA 462:

Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke
Richtlinie, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1994.

Wicke, M. et al.:

Verfahren zur Vorhersage des Umfangs von Brückensanierungen
Bundesministerium für Wirtschaftliche Angelegenheiten, Strassenforschung, Heft 338, 1987

3 Statische Untersuchung bestehender Tragwerke

3.1 Vorbemerkungen	33
3.1.1 Bereitstellung der Grundlagen	33
3.1.2 Sensitivitätsanalyse	33

3.2 Aktualisierung von Information	34
3.2.1 Einwirkungen	34
3.2.2 Festigkeiten und andere Baustoffeigenschaften	35
3.2.3 Abmessungen	35
3.2.4 Statische Systeme	35
3.2.5 Berechnungsverfahren	36
3.2.6 Bemessungsmethoden	36
3.2.7 Mängel und Schäden	36
3.2.8 Bauwerksgeschichte	36

3.3 Sicherheitsanalyse	37
3.3.1 Methoden	37
3.3.2 Grobe Erstbeurteilung	37
3.3.3 Nachrechnung nach gültigen Normen	37
3.3.4 Nachrechnung aufgrund aktualisierter Werte	38
3.3.5 Modifikation von Sicherheitsfaktoren	38
3.3.6 Methoden für Sonderfälle	39
3.3.7 Qualitative Beurteilung der Tragsicherheit	39
3.3.8 Ergänzende Sicherheitsmassnahmen	40

Literatur zu Kapitel 3	40
-------------------------------	-----------

3 Statische Untersuchung bestehender Tragwerke

3.1 Vorbemerkungen

3.1.1 Bereitstellung der Grundlagen

Für die Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke sind *Nutzungsplan* und *Sicherheitsplan* von zentraler Bedeutung. Sie müssen, bezogen auf die angestrebte *Restnutzungsdauer*, aktualisiert werden. Wenn diese Pläne, beispielsweise bei älteren Bauwerken, fehlen, sind sie neu zu erstellen.

Unter *Restnutzungsdauer* eines Bauwerks wird diejenige Zeitdauer verstanden, während der das Bauwerk gemäss Nutzungsplan noch in Betrieb bleiben soll bzw. darf. Sie legt gegebenenfalls auch den Zeitpunkt fest, bei dem im Hinblick auf eine weitere Nutzung eine erneute Beurteilung der Tragsicherheit erforderlich ist.

Im *Nutzungsplan* wird unter anderem die angestrebte Restnutzungsdauer festgelegt, auf die sich Aufwand und Nutzen in angemessener Weise beziehen müssen. Es zeigt sich, dass diese Festlegung unter Umständen je nach Ergebnis der Untersuchung zu modifizieren ist.

Bei der Entwicklung des *Sicherheitsplans* ist ein besonderes Augenmerk auf diejenigen Gefährdungsbilder zu lenken, die im Verlaufe der angestrebten Restnutzungsdauer von Belang sein könnten.

In vielen Fällen müssen die Eigenschaften des Tragwerks am Bauwerk erhoben werden. Dabei ergeben sich mannigfache Probleme der Interpretation, denn was man am Bauwerk misst, ist nur ganz bedingt vergleichbar mit dem, was man in Normen für die Erstellung neuer Bauwerke vorfindet. Dieser Komplex soll, zusammen mit anderen einschlägigen Fragen, unter Kapitel 3.2 unter dem Stichwort *Aktualisieren von Information* behandelt werden.

3.1.2 Sensitivitätsanalyse

Erfahrene Ingenieure unterlassen es selten, im Rahmen von kritischen Untersuchungen mit Werten einmal an der oberen und einmal an der unteren Grenze zu rechnen. Sie testen das Problem auf Empfindlichkeit und gehen dann den massgebenden Grössen nach. Das nennt man Sensitivitätsanalyse.

Bei einer solchen Analyse wird zweckmässigerweise jeweils nur *ein* Wert variiert, während die übrigen konstant gehalten werden, um das Verhalten des Ergebnisses, z.B. der Sicherheitsmarge $M = R - S$ oder des Sicherheitsfaktors $\gamma = R/S$ zu beobachten. Bei mehreren Parametern und komplexen Formeln wird dieses Verfahren allerdings schnell an seine Grenzen stossen.

Die Erfahrung zeigt, dass auch bei vielen Parametern fast immer nur zwei, allenfalls drei Parameter ein Problem dominieren. Es lohnt sich nicht, im konkreten Fall unwesentlichen Einflüssen nachzugehen. Ein gutes Beispiel hierfür sind die meist weit übertriebenen Bemühungen, die Betonfestigkeiten zu aktualisieren. Es ist wichtig, die das jeweilige Problem dominierenden Grössen genau zu untersuchen und alle Anstrengungen auf die Aktualisierung dieser Werte zu lenken. Probabilistische Methoden leisten hierfür hervorragende Dienste (siehe Schneider, 1994).

3.2 Aktualisierung von Information

Hauptaufgabe der in Kapitel 2 vorgestellten Phase II ist das Aktualisieren der Kenntnisse über das Tragwerk. Unter dem Begriff *Aktualisieren* ist der Ersatz von z.B. in Plänen, Listen und weiteren Unterlagen vorhandenen Informationen durch am Bauwerk oder über den Nutzungs- und Sicherheitsplan problemspezifisch erhobene Informationen zu verstehen. Dazu gehören insbesondere das Aktualisieren der Gefährdungsbilder, der Einwirkungen, der Bauwerksabmessungen und der Baustoffeigenschaften.

Erste wesentliche Quellen für die Aktualisierung bilden die Bauwerksakten. Man wird sie, sofern vorhanden und auffindbar, beschaffen und auf Vollständigkeit und Richtigkeit überprüfen. Insbesondere ist zu kontrollieren, ob sie im Anschluss an Unterhaltsarbeiten oder bei Änderungen und Umbauten, Erneuerung und Teilabbrüchen nachgeführt worden sind. Weitere Schritte dieser Aktualisierung finden in der Regel am Bauwerk selber statt.

Die Aktualisierung bezieht sich auf mehrere Problemkreise und sollte mit aller möglichen Objektivität vorgenommen werden. Zu untersuchen sind:

- Einwirkungen
- Festigkeiten
- Abmessungen
- Statische Systeme
- Berechnungsverfahren
- Bemessungsmethoden
- Mängel und Schäden

Auf die genannten Bereiche soll in der Folge eingegangen werden.

3.2.1 Einwirkungen

Aufgrund des schon in Phase I aktualisierten Nutzungsplans und des – unter Beachtung der Restnutzungsdauer – ebenfalls aktualisierten Sicherheitsplans verfügt man über erheblich bessere Kenntnisse über die zu erwartenden Einwirkungen.

Bei der Aktualisierung der Lastannahmen muss beachtet werden, dass seit der Erstellung des fraglichen Bauwerks manche Anforderungen erheb-

lich hinaufgesetzt wurden. So sind z.B. die Ansprüche in bezug auf die zu berücksichtigenden Schneelasten in den aufeinanderfolgenden Ausgaben der Norm SIA 160 praktisch jedesmal erhöht worden. Ähnliches gilt z.B. für Nutzlasten auf Strassenbrücken.

Es liegt nahe, bei klimatischen Einwirkungen (Schnee, Wind, Erdbeben etc.) die Wiederkehrperiode angemessen zu reduzieren und z.B. auf das 5fache der vorgesehenen Restnutzungsdauer festzulegen.

Für solche Interpolationen stützt man sich in der Regel auf sog. Wahrscheinlichkeitspapiere, im konkreten Fall klimatischer Einwirkungen auf die sog. Gumbel-Verteilung. Man kann dabei annehmen, dass die 1.35fachen Kennwerte der Lasten gemäss SIA Norm 160 etwa einer Wiederkehrperiode zwischen 50 und 100 Jahren entsprechen. Der Faktor 1.35 entspricht etwa dem um den Beitrag der Modell-Unschärfe reduzierten Faktor 1.5 der Leiteinwirkung.

Den anderen Stützpunkt für das Einlegen der die Gumbel-Verteilung charakterisierenden Geraden findet man beim etwa einjährigen Wert, den man in der Regel selbst aus eigener Erfahrung gut einschätzen kann. Näheres hierzu findet sich z.B. in (Schneider, 1994).

Während Schneelasten und Kräfte aus Erdbeben direkt interpoliert werden können, scheint es vernünftig, nicht über die Windkräfte, sondern über die Windgeschwindigkeiten zu interpolieren und diese im Anschluss an die Aktualisierung der Windgeschwindigkeit dann in Kräfte umzurechnen.

Auch in bezug auf Eigenlasten und ständige Lasten ist eine Aktualisierung nötig und sinnvoll. Gerade letztere geben oft zu Überraschungen Anlass (zusätzliche Beläge, unberücksichtigte Zwischenwände etc.). Allerdings sollte man nicht meinen, dass nach einer solchen Aktualisierung die entsprechenden Sicherheitsvorhalte (Lastfaktoren) wegfallen könnten. Die Aktualisierung mag angesichts ausgeräumter Unsicherheiten allenfalls eine gewisse Reduktion dieser Faktoren rechtfertigen.

Auch Lasten in Lagern, Fabrikgebäuden usw. müssen aktualisiert werden. Dabei ist in der Regel durch unmissverständliche Nutzungsanweisungen und ausreichende Überwachung dafür zu sor-

gen, dass die berücksichtigten Lasten nicht überschritten werden. Eine Reduktion der Lastfaktoren ist hier jedoch nicht angebracht.

Die Lastannahmen für auf Bahn- und Strassen-Brücken dürfen reduziert werden, wenn zuverlässig dafür gesorgt ist, dass als Auflage festgelegte Maximalwerte nicht überschritten und Fahrvorschriften eingehalten werden. Auch hier sind jedoch in der Regel die Lastfaktoren gemäss gültigen Normen anzusetzen.

3.2.2 Festigkeiten und andere Baustoffeigenschaften

Bei der seinerzeitigen Bemessung des zu beurteilenden Bauwerks wurden gewisse Anforderungen an die Eigenschaften von Baustoffen gestellt. Angesichts der Möglichkeit, dass solche Anforderungen bei der Erstellung nicht erfüllt werden, hat die entsprechende Norm mit Sicherheitsvorgaben gewisse Reserven geschaffen.

Im Beurteilungszeitpunkt haben wir weit bessere Kenntnis über die massgebenden Baustoffeigenschaften aufgrund von aus dem Bauwerk entnommenen Proben. Es ist gerechtfertigt, diese bessere Kenntnis in die Beurteilung hineinzubringen und auch gewisse Sicherheitsvorhalte abzubauen. Andererseits sind aber auch die Beobachtungen bezüglich Korrosion, Ermüdung, Abnutzung, Versprödung und lokale Einflüsse an kritischen Stellen, wie Kerben etc., in die Beurteilung einzubeziehen. Auch im Hinblick auf allfällige Verstärkungen sind die Beobachtungen sorgfältig zu dokumentieren, z.B. bezüglich der Schweisseignung bestimmter Stähle, etc.

Es ist zu beachten, dass die Aussagekraft der wenigen aus dem Bauwerk entnommenen Proben nicht sehr gross ist. Die daraus gewonnenen Zahlenwerte sind lediglich als Anhaltspunkte aufzufassen, die aufgrund von Erfahrungswerten zu ergänzen sind. So ist z.B. die Streuung von Eigenschaften von Baustoffen älterer Bauwerke sicher grösser als diejenige heute neu erstellter Konstruktionen.

Oft lässt sich z.B. die Herkunft von Stählen, z.B. anhand von Lieferscheinen, identifizieren. Dann kann man oft recht zuverlässige Werte für deren Eigenschaften gewinnen, z.B. durch Nachfrage bei den entsprechenden Werken oder bei der EMPA.

Es ist zweckmässig, die Prüfergebnisse kleiner Stichproben in ein geeignetes Wahrscheinlichkeitspapier einzutragen, um sich bei der Interpretation von den Zufälligkeiten der Einzelwerte zu lösen. Bei der Extrapolation auf Fraktilwerte muss der Umfang der Stichprobe beachtet werden. Man kann sich dabei z.B. an die Regeln halten, die in der Norm SIA 162 für die Kontrolle der Betonfestigkeiten angegeben sind.

Eine Aktualisierung der Baustoffeigenschaften kann entfallen, wenn letztere verlässlich aus den Bauwerksakten und den zur Zeit der Erstellung des Bauwerks gültigen Normen hervorgehen und kein Verdacht auf wesentliche Abweichungen oder Alterungserscheinungen besteht. Allfällige Zweifel darf man aber auf keinen Fall fahrlässig in den Wind schlagen.

3.2.3 Abmessungen

Planmässige Werte sind – sofern das von Belang ist – durch gemessene Werte zu ersetzen, und zwar im günstigen, wie auch im ungünstigen Fall.

Die massgebenden Abmessungen sind insbesondere dann am Tragwerk zu kontrollieren, wenn die Bauwerksakten fehlen, wenn am Bauwerk Veränderungen vorgenommen wurden oder wenn Verdacht auf grössere Abweichungen gegenüber den planmässigen Abmessungen besteht.

3.2.4 Statische Systeme

Die für das Tragverhalten des Bauwerks wichtigen statischen und kinematischen Randbedingungen (Einspannungen, Lagerungsbedingungen, freie Beweglichkeit von Lagern und Fugen, u.a.) sind zu überprüfen. Sie legen die bei der Beurteilung der Tragsicherheit anzunehmenden statischen Systeme fest.

Die statischen Systeme waren früher angesichts der zur Verfügung stehenden Rechenhilfsmittel einfacher und damit gröber als heute. Durch detailliertere Modelle, z.B. durch Erfassen räumlicher Tragwirkung, lassen sich oft Reserven ausnützen. Das ist jedoch nicht immer möglich, denn oft ist das, was z.B. als kreuzweise tragende Platte erscheint, rechnerisch nur in einer Richtung tragend und entsprechend bewehrt. Auch können die anschliessenden, die Auflagerkräfte weiterleitenden

Konstruktionselemente zu schwach sein, um einen alternativen Kraftfluss zu ermöglichen. Es sind unter Umständen gezielte Nachinspektionen zweckmässig oder notwendig, um sich in diesem Bereich Sicherheit zu verschaffen.

Auf der anderen Seite enthalten Bauwerke oft sog. nichttragende Teile, die man in einer Nachrechnung guten Gewissens zum Tragen heranziehen kann. Ein typisches Beispiel sind die sog. nichttragenden Wände, die oft entscheidend zur Stabilisierung bestehender Bauten beitragen. Man kann sie rechnerisch heranziehen, muss dann aber natürlich auch deren Funktion über die Restnutzungsdauer sicherstellen.

Ein anderes Beispiel sind de facto durchlaufende Stabtragwerke, die man jedoch seinerzeit als gelenkig verbundene Teilsysteme angesehen hat. Man kann die Durchlaufwirkung gegebenenfalls zumindest teilweise in Rechnung stellen und damit Reserven mobilisieren.

Natürlich sind auch Veränderungen aus Schäden, Schwächungen, Umbauten bei der Aktualisierung statischer Systeme zu berücksichtigen.

3.2.5 Berechnungsverfahren

Auch die Berechnungsverfahren haben sich im Laufe der Zeit geändert. So war es bis in die siebziger Jahre hinein üblich, sich bei der Bemessung auf die nach elastischen Verfahren ermittelten Grenzwertlinien zu stützen. Hier sind wir heute toleranter, konzentrieren uns auf kritische Belastungskonfigurationen und stützen uns in der Regel auf die statischen Methoden des Traglastverfahrens. Das gestattet, gewisse Reserven bei der Nachrechnung aufzulösen. Bei der Anwendung der kinematischen Methode ist Vorsicht am Platz, denn sie überschätzt, wie man weiss, die Traglast.

3.2.6 Bemessungsmethoden

Bis in die siebziger Jahre hinein wurden Tragelemente auf der Basis der sog. zulässigen Spannungen bemessen. Heute stellen wir in der Regel die als Schnittkräfte gegebenen Beanspruchungen dem entsprechenden Querschnittswiderstand gegenüber. Hier lassen sich oft Reserven mobilisieren.

Im Stahlbau wurde diese mögliche höhere Ausnutzung schon früh in Anspruch genommen, so dass die mögliche Erhöhung selten 5% übersteigt. Auch für die Biegezugbewehrung von Stahlbetonelementen ist der mögliche Gewinn eher bescheiden, während dort, wo die Begrenzung der Betonspannungen massgebend war, heute erhebliche Reserven mobilisierbar sind.

Auf der anderen Seite ist zu beachten, dass sich gewisse, in früheren Normen enthaltene Bemessungsmodelle als unsicher erwiesen haben und heute strengere Anforderungen gestellt werden. Das betrifft z.B. im Stahlbau gewisse Stabilitätsprobleme, im Stahlbetonbau speziell die Bemessungsprobleme Schub und Durchstanzen.

3.2.7 Mängel und Schäden

Das Tragwerk muss auf Mängel, Schäden und allfällige Alterungserscheinungen sorgfältig überprüft werden. Die beobachteten Mängel und Schäden sowie die Auswirkungen von Verschiebungen und Verformungen, von Alterung, Korrosion und Ermüdung müssen bei der Beurteilung der Tragsicherheit sorgfältig beachtet werden.

Bei älteren Bauwerken sind hingegen versteckte, grobe Fehler eher unwahrscheinlich, sonst wären sie kaum so alt geworden.

3.2.8 Bauwerksgeschichte

Weitere wertvolle Hinweise bringt das Studium der Bauwerksgeschichte: Was ist alles während der Lebensdauer des Bauwerks vorgefallen? Es lohnt sich, Erkundigungen einzuziehen. Man erfährt so z.B., dass eine ganze Reihe von mehr oder weniger starken Erdbeben über das Tragwerk hinweggegangen sind, ohne Schäden anzurichten. Solche Auskünfte sind für die Beurteilung der Erdbebensicherheit eines Bauwerks von Belang. Ähnliches gilt für andere Gefährdungsbilder, die das Tragwerk nachweislich überstanden hat.

3.3 Sicherheitsanalyse

3.3.1 Methoden

Das Ziel einer Sicherheitsanalyse ist die Beschaffung einer Masszahl für die Tragsicherheit und einer massgebenden Vergleichsgrösse als Hilfe für die Entscheidungsfindung.

Dass nicht nur die Tragsicherheit selbst, sondern in der Folge auch die sie charakterisierenden Masszahlen und Vergleichsgrössen subjektiven Charakter haben und keineswegs eingebaute Eigenschaften des Tragwerks sind, dürfte aus dem Kapitel 2 noch in Erinnerung sein. Es handelt sich auch hier um Einschätzungen des befragten Ingenieurs, die nicht als absolute Zahlenwerte, sondern als Hinweise auf eine Reihung im Sinne von «besser als ...» bzw. «schlechter als ...» zu verstehen sind.

Auch bei der Sicherheitsanalyse sind deterministische und probabilistische Methoden anwendbar, die letzteren vorwiegend für Sonderfälle.

Deterministische Methoden, etwa die Anwendung von in Normen gegebenen deterministischen Regeln und Faktoren, sind oft wenig hilfreich, da diese auf die Bemessung von noch nicht bestehenden Bauten ausgerichtet sind. Die in diesem Zusammenhang existierenden Quellen von Unsicherheiten sind bei bestehenden Tragwerken meist nicht von Belang. Auf der anderen Seite sind wesentliche Einflüsse aktualisiert worden (siehe Abschnitt 3.2).

Der rechnerische Nachweis der Tragsicherheit ist ein wesentlicher Bestandteil der Beurteilung bestehender Bauwerke. Ein Nachweis muss erbracht werden, wenn:

- keine statischen Untersuchungen vorliegen
- im Verlauf der Zustandsaufnahme Abweichungen festgestellt wurden, die eine Überprüfung und Richtigstellung vorhandener Berechnungen erfordern
- aufgrund des aktualisierten Sicherheitsplanes zusätzliche Gefährdungsbilder berücksichtigt werden müssen.

Es ist zweckmässig, in vier Schritten vorzugehen.

3.3.2 Grobe Erstbeurteilung

Eine intuitive Erstbeurteilung der Tragsicherheit aufgrund des ersten Augenscheins ist ausserordentlich wichtig. Es geht darum, herauszufinden, ob die Situation Sofortmassnahmen erforderlich macht. Es geht auch darum, für die weitere Untersuchung gewisse Prämissen zu machen, die man dann in der Folge gezielt zu bestätigen oder zu widerlegen versucht.

Eine ausreichende Tragsicherheit kann vermutet werden, wenn ein über längere Zeiträume genutztes Bauwerk bei eingehender und fachkundig durchgeführter Kontrolle keine verdächtigen Mängel (Verschiebungen, Verformungen, Schwächungen, Risse, Rostspuren, usw.) erkennen lässt. Vorsicht ist bei Situationen geboten, die zu spröden Versagensformen neigen.

Es ist offensichtlich, dass gerade bei dieser ersten Grobbeurteilung eine ausreichende Erfahrung des Ingenieurs in Baustofftechnologie, Statik, Konstruktion, Baupraxis und weiteren, die konkrete Fragestellung beeinflussenden Fachgebieten besonders wichtig ist.

3.3.3 Nachrechnung nach gültigen Normen

Man sollte zunächst versuchen, den Nachweis zu erbringen, dass das beim Augenschein vorgefundene Tragwerk auf der Basis des aktualisierten Nutzungsplans und des sich darauf stützenden Sicherheitsplans den bestehenden Normen genügt. Gelingt das, kann man häufig rasch zu einer Aussage über die Tragsicherheit kommen. Man wird sich bei diesem Nachweis natürlich der verfeinerten statischen Modelle bedienen und die Widerstandsmodelle benutzen, die uns Ingenieuren heute zur Verfügung stehen.

Eine ausreichende Tragsicherheit gilt als nachgewiesen, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

Hierin sind:

S_d : Bemessungswert der Beanspruchung

R : Rechnerischer Tragwiderstand

γ_R : Widerstandsbeiwert

Der Bemessungswert der Beanspruchung ist dabei nach den Regeln der Norm SIA 160 zu berechnen.

Der rechnerische Tragwiderstand soll gemäss den Regeln der entsprechenden Konstruktionsnormen ermittelt werden. Die Festigkeiten der Baustoffe sollten dabei vorsichtig angesetzt werden unter Beachtung der von den entsprechenden Konstruktionsnormen vorgesehenen Sicherheitsvorhalte.

Von den Vorschriften der entsprechenden Konstruktionsnorm abweichende Widerstandsmodelle dürfen angewendet werden, sofern dies im Einzelfall durch Theorie oder Versuche begründet werden kann. Als Widerstandsbeiwert gilt jedoch unverändert derjenige der entsprechenden Konstruktionsnorm.

3.3.4 Nachrechnung aufgrund aktualisierter Werte

Bringt die Nachrechnung gemäss bestehender Normen nicht das gewünschte Resultat, wird man versuchen, eine ausreichende Sicherheit mit aktualisierten Werten von Einwirkungen und Widerständen nachzuweisen. Hierbei soll zunächst versucht werden, die normalen Einwirkungs- und Widerstandsfaktoren einzuhalten.

Von zentraler Wichtigkeit ist dabei das Aktualisieren der das Tragwerk beanspruchenden Gefährdungsbilder unter Beachtung der angestrebten Restnutzungsdauer. Insbesondere sind hierbei die Nutzung des Tragwerks selbst sowie die Umwelteinwirkungen wie Schnee, Wind, Erdbeben usw. zu betrachten. Besonders bei kleiner Restnutzungsdauer kann man hier zu kleineren Werten gelangen.

3.3.5 Modifikation von Sicherheitsfaktoren

Bei Beachtung gewisser Auflagen mag es vertretbar sein, auch einzelne Sicherheitsfaktoren anzupassen. Obwohl dabei die Zahlenwerte verändert werden, bleibt das Sicherheitsniveau erhalten. Es werden lediglich Teile der konventionell mit Faktoren abgedeckten Unsicherheiten durch entsprechende Erhebungen oder die Beachtung bestimmter Auflagen beseitigt.

In diesem Sinne ist oft eine Intensivierung der Überwachung von Bauwerken nützlich, die verhindern, dass gewisse Nutzungsvorgänge ausser Kontrolle geraten. Auch kann eine solche Überwachung eine graduelle Verschlechterung der Tragsicherheit einer Konstruktion rechtzeitig aufdecken. Dies ist allerdings nur dann der Fall, wenn sich ein allfälliges Versagen, z.B. durch wachsende Verformungen, Risse, sukzessives Brechen von Drähten usw. vorzeitig ankündigt.

Oft sind auch sog. administrative Massnahmen am Platz, wie z.B. die Verfügung von *Nutzungs- bzw. Nutzlastbeschränkungen* usw. Es ist wichtig, solche Massnahmen auf ihre Wirksamkeit hin zu untersuchen und nur dann vorzusehen, wenn sie auch zuverlässig durchgesetzt werden können.

So erscheint es z.B. vertretbar, den Lastfaktor für Eigenlasten von 1.3 bis auf 1.15 abzumindern, sofern die durch entsprechende Erhebungen am Bauwerk festgestellten Abmessungen der Berechnung der Eigenlasten zugrunde gelegt werden.

Auch der Lastfaktor für Auflasten könnte gegenüber den Werten der Norm SIA 160 abgemindert werden, wenn die Auflasten nach Grösse und Wirkung zuverlässig bekannt sind. Der reduzierte Wert sollte jedoch nicht tiefer angesetzt werden als der Faktor für Eigenlasten.

Die Lastfaktoren für die Leiteinwirkung und alle übrigen Begleiteinwirkungen sollen jedoch unverändert der Norm SIA 160 entnommen werden, da hier durch Aktualisieren der Einwirkungen allfällige Reserven schon ausgeschöpft sind.

Auch die in den entsprechenden Konstruktionsnormen angegebenen Widerstandsbeiwerte müssen bzw. dürfen in Ausnahmefällen modifiziert werden.

Sie müssen angemessen erhöht werden, wenn sich aufgrund der Erhebungen am Bauwerk gezeigt hat, dass überdurchschnittliche Unsicherheiten bezüglich der massgebenden Baustoffeigenschaften oder des Tragwerksverhaltens bestehen.

Der Widerstandsbeiwert γ_R schliesslich berücksichtigt nicht, wie man zunächst annehmen möchte, Unsicherheiten in den Baustoff-Festigkeiten. Diese werden vielmehr bereits bei der Festlegung

der rechnerischen Baustoff-Kennwerte berücksichtigt. Der vergleichsweise kleine Widerstandsbeiwert γ_R ist lediglich vorgesehen, die folgenden Unschärfen abzudecken:

- Abweichungen des wirklichen Tragsystems von dem der Berechnung zugrundegelegten System
- Vereinfachungen und Ungenauigkeiten des Widerstandsmodells
- Querschnittsungenauigkeiten.

Sofern diese Unschärfen durch Aktualisieren von System, Widerstandsmodell und Abmessungen bereits beseitigt sind, ist eine Reduktion des Widerstandsbeiwerts nicht angebracht. Er darf hingegen reduziert werden, sofern zuverlässig feststeht, dass das verwendete Widerstandsmodell im konkreten Fall auf der sicheren Seite liegt und die dann zwingend anzuordnende periodische Überwachung allfällige Überbeanspruchungen von Tragwerksteilen rechtzeitig erkennen lassen.

Lässt sich auch so keine ausreichende Tragsicherheit der bestehenden Konstruktion nachweisen, wird man wohl kaum darum herum kommen, das Tragwerk zu verstärken oder zu ersetzen.

3.3.6 Methoden für Sonderfälle

Die Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke kann in Sonderfällen auch auf der Basis probabilistischer Methoden erfolgen.

Bei diesem Verfahren werden der Sicherheitsindex β oder die nominelle Versagenswahrscheinlichkeit p_f der kritischen Elemente ermittelt und mit dem durch die zur Zeit der Beurteilung gültigen Normen definierten Sicherheitsniveau verglichen. Dabei stützt man sich auf zwei Sätze, die im Sinne von Axiomen gelten:

- Ein zu einem bestimmten Zeitpunkt nach einem konsistenten Paket von gültigen Normen fehlerfrei bemessenes Tragwerk gilt zu diesem Zeitpunkt und im Rahmen dieser Normen als sicher und kann deshalb als Massstab für das geforderte Sicherheitsniveau gelten. Der Sicherheitsindex β_0 dieses Referenz-Tragwerks kennzeichnet das durch dieses Normenpaket geforderte Sicherheitsniveau.

- Ein bestehendes und an sich fehlerfrei bemessenes Tragwerk, das unter veränderten Bedingungen und mit anderen Eigenschaften in Betrieb steht, kann als sicher bezeichnet werden, wenn es im Massstab des zugehörigen Sicherheitsindex β das gleiche oder ein höheres Sicherheitsniveau aufweist als das nach einem konsistenten Paket von Normen bemessene Referenz-Tragwerk.

Entscheide werden also aufgrund des Vergleiches von Sicherheitsindizes gefällt. Wenn $\beta \geq \beta_0$ ist, gilt das Tragwerk als sicher. Wenn etwas kleiner ist als β_0 , sind ergänzende Sicherheitsmassnahmen, z.B. gemäss Abschnitt 3.3.8 nötig.

Es ist zu beachten, dass die Anwendung der Methodik einige Sachkenntnis voraussetzt. Es genügt nicht, einfach ein Computerprogramm zu beschaffen und anzuwenden, welches den Sicherheitsindex β zu berechnen imstande ist.

In (Schneider, 1990) ist diese Vorgehensweise am Beispiel eines einfachen Falles beschrieben. Wesentlich weiterreichende Information hierzu findet sich z.B. in (Schneider, 1994).

3.3.7 Qualitative Beurteilung der Tragsicherheit

In Sonderfällen lässt sich ein rechnerischer Nachweis der Tragsicherheit nicht oder nicht ausreichend zuverlässig erbringen. Man muss sich dann auf eine qualitative Beurteilung der Tragsicherheit beschränken.

Eine ausreichende Tragsicherheit kann vermutet werden, wenn ein über längere Zeiträume genutztes Bauwerk bei eingehender und fachkundig durchgeführter Kontrolle keine verdächtigen Mängel (Verschiebungen, Verformungen, Schwächungen, Risse, Rostspuren, usw.) erkennen lässt.

Für die qualitative Beurteilung der Tragsicherheit scheint es in Fällen mit grosser Tragweite angemessen, ein Expertenkollegium gemäss Kapitel 2.2.3 zu bilden. Dieses stützt sich in seiner Arbeit auf die vorgenommenen Untersuchungen, legt die Restnutzungsdauer fest, während der das Bauwerk weiter in Betrieb bleiben darf und befindet über allfällig nötige ergänzende Sicherheitsmassnahmen.

Das Verhalten eines so beurteilten Tragwerks ist während der zugestandenen Restnutzungsdauer mit vom Expertenkollegium festgelegter Intensität und geeigneten Mitteln zu überwachen.

3.3.8 Ergänzende Sicherheitsmassnahmen

Zusätzliche, ergänzende Sicherheitsmassnahmen sind anzuordnen, wenn Sicherheitsfaktoren gemäss Abschnitt 3.3.5 reduziert, wenn gemäss Abschnitt 3.3.6 leicht erhöhte rechnerische Versagenswahrscheinlichkeiten festgestellt oder wenn gemäss Abschnitt 3.3.7 die Tragsicherheit lediglich qualitativ beurteilt wurden.

Solche ergänzenden Sicherheitsmassnahmen sind unter Beachtung der folgenden Kriterien objektspezifisch festzulegen:

- Bedeutung des Bauwerks
- Schadenpotential
- Kontrollierbarkeit des Tragwerksverhaltens
- Kontrollierbarkeit der Nutzung
- Kosten-Nutzen-Überlegungen
- Möglichkeiten der Schadenbegrenzung.

Als ergänzende Sicherheitsmassnahmen sind zum Beispiel in Betracht zu ziehen:

- ausreichende Beschränkung der Nutzung
- konstruktive Massnahmen wie beispielsweise Abstützung von Bauteilen
- permanente oder periodische Überwachung des Tragwerksverhaltens und/oder der Nutzung
- Installation von automatischen Warn- und Sicherungsanlagen
- Bereitstellung von Notfallmassnahmen
- Erarbeitung und Einführung von Alarm- und Evakuierungs-Plänen
- Absprechen akzeptierter Risiken mit Eigentümer, Benützer und allenfalls mit der Aufsichtsbehörde

Literatur zu Kapitel 3

Hirt, M.A.:
Nutzungs-/Sicherheits-/Kontrollplan
Schweizer Ingenieur und Architekt, 1–2, 1992

IP Bau:
Zustandsuntersuchungen an bestehenden Bauwerken – Leitfaden für Bauingenieure
Bundesamt für Konjunkturfragen, 1992

Ladner, M.:
Zustandsuntersuchungen von Bauwerken
Forschungs- und Arbeitsberichte, Abteilung 116, Massivbau, Bericht Nr. 116/3
EMPA Zürich, 1988

Schneider, J.:
Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Tragwerke
Schweizer Ingenieur und Architekt, 46, 1990

Schneider, J.:
Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen
vdf/Teubner, 1994

SIA Dokumentation D 041:
Einführung in die Norm SIA 160 'Einwirkungen auf Tragwerke' und die Empfehlung SIA 169 'Erhaltung von Ingenieurbauwerken'
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1989

SIA 160:
Einwirkungen auf Tragwerke
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1989

SIA 169:
Erhaltung von Ingenieurbauwerken
Empfehlung, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1987

SIA 462:
Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke
Richtlinie, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1994.

4 Rechtliche Aspekte

4.1 Allgemeines	43
4.1.1 Formale Gliederung	43
4.1.2 Inhaltliche Schwerpunkte	43
4.1.3 Der Begriff der Haftpflicht	43
4.1.4 Rechtsquellen	43
4.1.5 Verschuldenshaftung und Kausalhaftung	44
4.1.6 Das bestehende Tragwerk als Rechtsbegriff	44
4.2 Haftung aufgrund einer Sachherrschaft am bestehenden Tragwerk	45
4.2.1 Gewöhnliche Kausalhaftungen nach OR 58 und ZGB 679	45
4.2.2 Gefährdungshaftungen nach GSchG, EIG, RLG und KHG	46
4.3 Haftung aus der Beurteilung eines bestehenden Tragwerks	47
4.3.1 Wesen und rechtliche Einordnung	47
4.3.2 Die vertragliche Stellung des Bauingenieurs	47
4.3.3 Sorgfaltspflicht und Sorgfaltshaftung	47
4.3.4 Das Übernahmeverschulden	48
4.3.5 Hilfspersonen und Substitute	48
4.3.6 Das Experten-Kollegium	49
4.3.7 Benachrichtigungs- und allgemeine Beratungspflicht	51
4.3.8 Die Ablieferungspflicht	51
4.4 Die rechtliche Zuordnung der Tragwerksverstärkung als materieller Leistung	52
4.4.1 Die Verstärkung als Reparatur oder als Veränderung eines Tragwerks	52
4.4.2 Die Reparatur als Nachbesserung	52
4.5 Die Tragwerksverstärkung als Komplex von immateriellen und materiellen Leistungen	52
4.5.1 Vorbemerkung	52
4.5.2 Planung und Ausführung im allgemeinen	52
4.5.3 Materialprüfung und Stofflieferung	53
4.5.4 Mitwirkung des Bauherrn	53
4.5.5 Ausführungsplanung	53
4.5.6 Die Herausforderung des Ingenieurs	54
4.6 Die rechtliche Zuordnung der Tragwerksverstärkung als Leistungskomplex	54
4.6.1 Das Grundkonzept zur rechtlichen Erfassung von Planung und Ausführung	54
4.6.2 Die Einordnung der Tragwerksverstärkung in das rechtliche Grundkonzept	55
4.7 Die rechtliche Stellung des Ingenieurs als Planer der Tragwerksverstärkung	56
4.7.1 Der Ingenieur als Partner eines Planungsvertrages	56
4.7.2 Der Ingenieur im Totalunternehmervertrag	56
4.7.3 Die beiden Organisationsformen im Vergleich	57
4.7.4 Rechtsfolgen bezüglich der Ingenieurhaftung	57
4.8 Einzelfragen	58
4.8.1 Die Genauigkeit von Kostenangaben	58
4.8.2 Stofflieferung und Mängelhaftung	59
4.8.3 Langzeitbeobachtungen und Mängelrechte	60
4.8.4 Produkthaftpflicht	60
4.8.5 Die Verjährung vertraglicher Ersatzforderungen an den Ingenieur	61
Literatur zu Kapitel 4	63

4 Rechtliche Aspekte

4.1 Allgemeines

4.1.1 Formale Gliederung

Beurteilung und *Verstärkung* bestehender Bauwerke sind zwei Komplexe von Tätigkeiten, die sich einerseits deutlich voneinander unterscheiden, andererseits logisch miteinander verknüpft sind. Verstärkung setzt vorgängige Beurteilung voraus und bildet eine der möglichen daraus gezogenen Schlussfolgerungen. Figur 2.1 (siehe Kap. 2) veranschaulicht diese Beziehung.

Beide Komplexe von Tätigkeiten weisen rechtliche Aspekte auf, die in diesem Kapitel zusammengefasst werden. Im Blickfeld der Abschnitte 4.2 und 4.3 liegen das bestehende Tragwerk und dessen Beurteilung, die Abschnitte 4.4 - 4.8 behandeln rechtliche Aspekte der Verstärkung.

4.1.2 Inhaltliche Schwerpunkte

Gesamthaft betrachtet, treten drei Akteure auf, die wir zunächst etwas vage als den *Bauherrn*, den zur *Beurteilung* und die zur *Verstärkung Beigezogenen* bezeichnen.

Noch ohne dass der Bauherr jemanden bezieht, allein kraft seiner Verfügungsgewalt über das Tragwerk, ist er Inhaber von Rechten und Pflichten. Unter diesen interessiert in unserem Zusammenhang vor allem die Haftpflicht. Die *Haftungstatbestände* um das bestehende Tragwerk, dessen Beurteilung und Verstärkung bilden unseren ersten Schwerpunkt.

Die Rechtsbeziehungen zwischen dem Bauherrn auf der einen, dem zur Beurteilung und den zur Verstärkung Beigezogenen werden in Verträgen geregelt, die je verschiedenen Vertragsarten angehören. Rechte und Pflichten aus der Beurteilung eines Tragwerks unterstehen im wesentlichen dem Recht des einfachen Auftrags. Hinsichtlich der Verstärkung von Tragwerken ist zu unterscheiden zwischen der *Planung* und der *Ausführung*. Planungsverträge werden entweder ebenfalls als Aufträge qualifiziert oder als gemischte Verträge, gemischt aus Elementen des Auftrags- und des Werkvertragsrechts. Die Ausführung von Verstärkungen richtet sich nach Werkvertragsrecht. Sind Planung und Ausführung im selben Vertrag geregelt (Totalunternehmervertrag), so geht, rechtlich

gesehen, die Planung in der Ausführung auf, und der Vertrag untersteht dem Werkvertragsrecht.

Rechte und Pflichten, darunter auch die Haftpflicht, sind in den verschiedenen Vertragsarten unterschiedlich geregelt. Die *rechtliche Stellung des Ingenieurs* in den verschiedenen möglichen Konstellationen bildet den zweiten Schwerpunkt unserer Darstellung. Dabei wird auf einige wichtige Rechtsfolgen hingewiesen, die sich daraus ergeben.

4.1.3 Der Begriff der Haftpflicht

In der Rechtslehre wird der Begriff teils weiter, teils enger gefasst. Für die vorliegende Darstellung ist die Fassung *im weitesten Sinn* zweckmässig. Danach versteht man unter Haftpflicht *das zivilrechtliche Einstehenmüssen für die schädlichen Folgen eines Verhaltens, eines Zustandes oder eines Ereignisses*.

Einerseits fallen somit, im Unterschied zu engeren Fassungen des Haftpflichtbegriffes, sowohl Schädigungen darunter, welche sich aus einem Vertrag zwischen Schädiger und Geschädigtem ergeben haben, wie solche, die ohne Vorliegen eines Vertrages erfolgt sind. Man spricht von *vertraglicher* und *ausservertraglicher* Schädigung.

Da Haftpflicht ein *zivilrechtlicher Begriff* ist, bleiben andererseits *strafrechtliche Sanktionen* auch bei der weitesten Fassung des Haftpflichtbegriffes ausgeklammert. Das Strafrecht, ein Teil des *öffentlichen Rechts*, knüpft an bestimmte menschliche Handlungsweisen *strafrechtliche Sanktionen*. Ein und dasselbe Verhalten kann sowohl strafrechtliche wie zivilrechtliche Folgen haben.

4.1.4 Rechtsquellen

Entsprechend dem Begriffselement des *zivilrechtlichen* Einstehenmüssens liegen die Rechtsquellen des Haftpflichtrechts im schweizerischen *Privatrecht*.

Hauptquelle ist das Obligationenrecht OR. Dieses stellt einerseits ein eigenes Gesetzbuch (mit besonderer Artikelzählung) dar, ist jedoch andererseits mit dem Schweizerischen Zivilgesetzbuch ZGB formell und materiell verbunden: Formell ist das OR als Fünfter Teil des ZGB bezeichnet, aber

auch materiell besteht durch eine Gesamtverweisung und durch gemeinsame Interpretationsregeln eine enge Verklammerung von OR und ZGB.

Im Zusammenhang mit bestehenden Tragwerken und ihrer Beurteilung finden sich die Rechtsnormen zur vertraglichen Haftung und für die Behandlung der meisten Tatbestände der ausservertraglichen Haftung im OR. Der in unserem Zusammenhang ebenfalls wesentliche Tatbestand der Grundeigentümerhaftung ist allerdings aus systematischen Gründen im ZGB behandelt.

Nicht alle uns hier interessierenden Haftungstatbestände sind jedoch in der Hauptquelle OR/ ZGB geregelt. Hinzu kommen die sog. obligationenrechtlichen *Nebengesetze*. Für unser Thema fällt dabei hauptsächlich das Gewässerschutzgesetz GSchG in Betracht. Ferner können die Bundesgesetze betreffend die elektrischen Schwach- und Starkstromanlagen EIG, über Rohrleitungsanlagen zur Beförderung flüssiger oder gasförmiger Brenn- oder Treibstoffe RLG, und das Kernenergiehaftpflichtgesetz KHG von Bedeutung sein.

Rechtsquelle für die Beurteilung der Rechtsbeziehungen zwischen dem Bauherrn und den von ihm zur Beurteilung und Verstärkung eines Tragwerks Beigezogenen ist das OR, insbesondere das Werkvertragsrecht Art. 363ff. und das Recht des einfachen Auftrags Art. 394ff., ferner für das Experten-Kollegium das Recht der einfachen Gesellschaft Art. 530ff. Die genannten Titel bzw. Abschnitte figurieren alle in der zweiten Abteilung des OR «Die einzelnen Vertragsverhältnisse».

Die *gemischten Verträge* sind weder im OR noch in einem Spezialgesetz direkt geregelt. Sie bilden die eine Hauptgruppe der *Innominatverträge*, welche, füssend auf dem OR, von der Rechtslehre aus den Bedürfnissen des Geschäftsverkehrs heraus entwickelt worden sind.

4.1.5 Verschuldenshaftung und Kausalhaftung

Unter Verschuldenshaftung versteht man ein Einstehe müssen, das ein *persönliches Verschulden* des Haftpflichtigen voraussetzt. Die Rechtslehre berief sich bis in die zweite Hälfte des letzten Jahrhunderts auf den Grundsatz, dass eine Haftung ohne Verschulden im Rechtssystem keinen Platz finde. Diese dogmatische Überlegung büsste

jedoch mit zunehmender Technisierung der Wirtschaft und den damit einhergehenden gesellschaftlichen Veränderungen an Durchschlagkraft ein. Der Grundsatz der Verschuldenshaftung musste bereits bei einzelnen im OR geregelten Tatbeständen, teils auch im Wege der Rechtsfortbildung durch die Judikatur, dem Grundsatz der *Kausalhaftung* weichen. Darunter versteht man ein Einstehe müssen, das nicht an die Voraussetzung persönlichen Verschuldens des Haftpflichtigen geknüpft ist.

Bei den Kausalhaftungen ihrerseits unterscheidet man zwischen *gewöhnlichen* und *Gefährdungshaftungen*. Merkmal der ersten Kategorie ist das Vorliegen einer irgendwie beschaffenen Sorgfaltspflichtverletzung des Haftpflichtigen – obwohl sie nicht Anknüpfungspunkt der Haftung selbst ist. Merkmal der zweiten Kategorie ist ein *besonderes Gefährdungspotential* einer Tätigkeit oder einer Vorrichtung. In Kapitel 4.2 werden Tatbestände beider Kategorien aufgeführt, welche für unser Thema relevant sind.

Die Haftungsbestimmungen der obligationenrechtlichen Nebengesetze (siehe oben, 4.1.4) gehören ausnahmslos zu einer Kategorie der Kausalhaftung und zeigen damit die allgemeine Entwicklungsrichtung des Haftpflichtrechts. Sie ist geprägt von Bestrebungen zur Umverteilung der Risiken, teils aus sozialen, teils aus ökonomischen Gründen. Immerhin ist festzuhalten, dass auch heute noch im schweizerischen Haftpflichtrecht das Verschuldensprinzip die Regel, das Kausalprinzip die Ausnahme darstellt.

4.1.6 Das bestehende Tragwerk als Rechtsbegriff

Was ein Tragwerk sei, steht in keinem Gesetz. Wollen wir über das *bestehende Tragwerk* juristische Aussagen machen, so müssen wir uns, in Ermangelung einer *Legaldefinition*, zunächst an den Begriff herantasten. Wir versuchen dies von zwei Seiten her.

Zunächst sozusagen von oben her, vom Oberbegriff *Werk*. OR 58 spricht vom Eigentümer *eines Gebäudes oder andern Werkes*. Die Frage, ob das Werk zumindest eine *Gebäudeähnlichkeit* aufweisen müsse, wurde gestellt und von einem Teil der Lehre bejaht, hingegen von der Rechtsprechung verneint. Heute ist davon auszugehen, dass auch

einer Lehmgrube oder einer anderen künstlich herbeigeführten wesentlichen Terrainveränderung, einer Freileitung, einem umgestalteten Bachbett, Strassen und Trottoirs die Werkeigenschaft zukommt. In neueren Gesetzen wie dem Raumplanungsgesetz wird anstelle des Werks von *Bauten und Anlagen* gesprochen.

Ein Werk ist somit von Menschen im Hinblick auf die *Erfüllung einer Funktion* geplant und erstellt oder abgeändert und ist direkt oder indirekt mit dem festen Untergrund so verbunden, dass es zumindest die von der Funktion geforderte Stabilität aufweist.

Leichter fällt uns die Begriffsbestimmung des bestehenden Tragwerks von der *technischen* Seite her. So verstanden, ist das Tragwerk die Gesamtheit derjenigen Bestandteile, welche eine *Teilfunktion* erfüllen, nämlich dazu bestimmt sind, ein Versagen des Werks oder eines Teils desselben unter definierten Einwirkungen mit genügender Sicherheit zu verhindern.

Der Rechtsbegriff des *bestehenden*, d.h. des im Sinne von Art. 157 Abs. 1 SIA 118 *vollendeten* Tragwerks ergibt sich als Verzahnung des juristischen Werkbegriffes mit dem technischen Tragwerksbegriff.

Der damit herausgearbeitete Rechtsbegriff des bestehenden Tragwerks deckt sich nicht genau, weder mit der Begriffsbestimmung der Norm SIA 160 noch mit dem davon wiederum abweichenden Art. 0.14 der Empfehlung SIA 169. Die Unterschiede sind auf die spezifischen Zweckbestimmungen der genannten Normenwerksbestandteile zurückzuführen.

4.2 Haftung aufgrund einer Sachherrschaft am bestehenden Tragwerk

4.2.1 Gewöhnliche Kausalhaftungen nach OR 58 und ZGB 679

Sprechen wir von bestehenden Tragwerken, so steht der Haftungstatbestand der *Werkeigentümerhaftung* nach OR 58 im Vordergrund. Einzustehen ist für einen mangelhaften Zustand als solchen, nicht für ein Verhalten, auf das dieser Zustand allenfalls zurückzuführen ist. Auch für *Zufall* ist einzustehen, umstritten ist jedoch in Lehre und Rechtsprechung, ob und in welchen Fällen höhere Gewalt, Selbstverschulden des Geschädigten und Drittverhalten Entlastungsgründe darstellen.

Die *einseitige Wegbedingung* der Werkhaftung, z.B. durch Warnschilder, ist grundsätzlich *ohne Wirkung*. Ob eine *vertragliche Wegbedingung*, z.B. zwischen Eigentümer und Mieter zulässig sei, ist umstritten.

Das Gesetz bezeichnet den *Eigentümer*, somit den am Werk Vollberechtigten, als Haftpflichtigen. Dieses formelle Kriterium wurde jedoch von der Rechtsprechung aufgegeben. Aufgrund von OR 58 kann unter Umständen auch haftpflichtig sein, wer ein Werk auf einem Grundstück erstellt, an dem ihm weder das Eigentum noch ein sonstiges dingliches Recht zusteht. Haftpflichtig ist, wer das Werk erstellt hat, wer es benützt und tatsächlich darüber verfügt und darum für seinen Unterhalt zu sorgen hat.

Angeknüpft wird allein an die *fehlerhafte Anlage oder Herstellung oder die mangelhafte Unterhaltung* des Werks. Mit letzterer impliziert OR 58 immerhin eine *Sorgfaltspflicht*, die jedoch nicht unbegrenzt sein kann. Massstab der geforderten Mängelfreiheit sind die tatsächliche Gefahr und die *Zumutbarkeit*, verstanden als Verhältnismässigkeit zwischen den Vorkehrungen des Werkeigentümers einerseits, Zweck und Funktion des Werkes andererseits.

Auch ein Werk, das einem Gemeinwesen gehört und zufolge eines Mangels Schaden verursacht, fällt grundsätzlich unter OR 58. Zwei Besonderheiten sind dabei zu beachten:

Der Unterhalt öffentlicher Sachen, insbesondere von Strassen und Brücken, ist im öffentlichen Recht geordnet. Die Rechtsprechung hat den Begriff der Zumutbarkeit zugunsten von Gemeinwesen grosszügiger ausgelegt.

Ist die Entstehung des Schadens eine unvermeidbare Folge der Ausübung hoheitlicher Aufgaben des Gemeinwesens, so ist der Schadenersatzanspruch nach dem Recht der materiellen Enteignung zu behandeln.

Auch die *Grundeigentümerhaftung* nach ZGB 679 ist eine *gewöhnliche Kausalhaftung*.

Während jedoch die Haftung nach OR 58 einen Mangel am Werk voraussetzt und damit eine Sorgfaltspflichtverletzung impliziert, setzt die Haftung nach ZGB 679 eine Überschreitung der dem Grundeigentum durch das Nachbarrecht gezogenen Grenzen voraus. Der Grundeigentümer haftet demnach nicht für höhere Gewalt, Zufall, Selbstverschulden oder das Verhalten unbefugter Dritter. Mit der Voraussetzung eines Sachmangels entfällt die Frage der Zumutbarkeit und damit auch jede Befreiungsmöglichkeit durch einen Sorgfaltsbeweis.

Beschränkt dinglich Berechtigte wie z.B. Baurechtnehmer, sind dem Grundeigentümer im Rahmen der ihnen eingeräumten Nutzungsbefugnis gleichgestellt. Der Stockwerkeigentümer haftet allein im Rahmen seines Sonderrechts und als Miteigentümer hinsichtlich der nicht zu Sonderrecht ausgeschiedenen Teile. Die Rechtsprechung hat ferner die Grundeigentümerhaftung auf den Mieter oder Pächter ausgedehnt.

Die Grundeigentümerhaftung ist nicht auf Schäden beschränkt, welche *direkt* vom Grundstück des Haftpflichtigen ausgehen. Leitungen, die sich ausserhalb des Grundstücks befinden, dem sie dienen, fallen unter ZGB 676 I, und Schäden, die von solchen ausgehen, werden dem Eigentümer zugerechnet, dem sie dienen. Ebenso wird fremder Grund, den ein Grundeigentümer für Bauarbeiten in Anspruch nimmt, dessen Grundstück gleichgestellt.

Der Geschädigte und somit Anspruchsberechtigte kann nach dem Wortlaut von ZGB 679 irgend *jemand* sein. In jahrzehntelanger nicht widerspruchsfreier Praxis hat die Rechtsprechung diesen Begriff konkretisiert. Die Entscheide zeigen,

dass einerseits von der *nachbarrechtlichen* Grundlage ausgegangen, andererseits der Begriff der Nachbarschaft weit gefasst wird.

Grundstücke, welche im Eigentum von Gemeinwesen stehen, fallen ebenfalls unter ZGB 679 – wiederum mit der Einschränkung, die bei der Werkeigentümerhaftung nach OR 58 erwähnt wurde.

Sind die Voraussetzungen für Ersatzansprüche sowohl nach OR 58 wie nach ZGB 679 gegeben, kann sich die Schadenersatzklage auf jede der beiden Bestimmungen abstützen: es handelt sich um alternativ *konkurrierende* Ansprüche.

4.2.2 Gefährdungshaftungen nach GSchG, EIG, RLG und KHG

Das haftungsbegründende Gefahrenpotential (siehe 4.1.5) ist beim totalrevidierten Gewässerschutzgesetz GSchG, in Kraft seit 1. November 1992, ein Betrieb oder eine Anlage, mit denen besondere Gefahren für die Gewässer verbunden sind. Beim Elektrizitätsgesetz EIG sind es die Schäden, die von Stark- und Schwachstromanlagen ausgehen, beim Rohrleitungsgesetz RLG Schäden aus dem Betrieb oder, bei Vorliegen eines Mangels oder Behandlungsfehlers, auch einer nicht in Betrieb stehenden Anlage.

Nach Kernenergiehaftpflichtgesetz KHG schliesslich haften Inhaber und Eigentümer einer Kernanlage für alle Nuklearschäden, die im Zusammenhang mit dem Betrieb ihrer Anlage auf Kernumwandlungsvorgänge oder die spezifisch gefährlichen Eigenschaften ihrer Kernmaterialien zurückzuführen sind. Der Begriff der Anlage umfasst neben den eigentlichen Energieerzeugungsanlagen somit alle Einrichtungen zur Herstellung, Verwendung, Wiederaufbereitung und Lagerung von Kernmaterialien, namentlich auch Anlagen zur Lagerung radioaktiver Abfälle.

4.3 Haftung aus der Beurteilung eines bestehenden Tragwerks

4.3.1 Wesen und rechtliche Einordnung

Die Begriffe der Haftung und des bestehenden Tragwerks im Rechtssinn wurden in 4.1.3 und 4.1.6 erläutert.

Unter der *Beurteilung* eines bestehenden Tragwerks verstehen wir eine Tätigkeit, die sich aus fachmännischer *Inspektion*, *Meinungsbildung* und *Stellungnahme* zusammensetzt.

Der zuständige Fachmann ist ein selbständig tätiger Bauingenieur, welcher aufgrund und im Rahmen eines *Bauingenieurvertrages* tätig wird. Der Bauingenieur als Vertragspartei kann eine natürliche Person sein, eine Rechtsgemeinschaft (z.B. eine Kollektivgesellschaft X, Y & Z) oder eine juristische Person (z.B. X und Partner, Planer und Ingenieure AG). Der Bauingenieurvertrag wird rechtlich grundsätzlich gleich behandelt wie der Architektenvertrag. Beide stellen Arten des *Planungsvertrages* dar.

Gesamthaft betrachtet, ist die Rechtsnatur der Planungsverträge umstritten. Diejenigen Leistungen, welche Gegenstand des Vertrages zur Beurteilung eines bestehenden Tragwerks bilden, sind jedoch eindeutig *auftragsrechtlicher* Natur. Der Vertrag des zur Beurteilung eines bestehenden Tragwerks zugezogenen Fachmannes untersteht damit dem Recht des einfachen Auftrags nach OR 394ff.

Der Einfachheit halber bezeichnen wir im folgenden diesen Fachmann schlechthin als *den Bauingenieur*, obwohl nicht jeder Bauingenieur Fachmann für die Beurteilung von bestehenden Tragwerken ist, und auch wenn der Beauftragte ausnahmsweise einem anderen Berufsstand angehören mag.

4.3.2 Die vertragliche Stellung des Bauingenieurs

Anders als bei den anderen Verträgen des Obligationenrechts auf *Leistung von Arbeit* stehen sich im einfachen Auftrag die beiden Vertragspartner *gleichberechtigt* gegenüber.

Der Beauftragte ist nicht in die Arbeitsorganisation seines Vertragspartners eingegliedert wie der Arbeitnehmer im Arbeitsvertrag, und er verfügt bei der Erfüllung seiner Vertragspflichten über einen grösseren Freiraum als der Unternehmer im Werkvertrag. Er bestimmt im Rahmen der getroffenen Vereinbarung, insbesondere hinsichtlich des vom Auftraggeber angestrebten *Ziels*, *frei* über die Ausgestaltung und Abwicklung der von ihm übernommenen Tathandlungen. Kraft der bei ihm vorausgesetzten Fachkenntnisse ist er der *Herr der Materie*, während der Auftraggeber *Herr des Geschäftes* ist und bleibt.

Ein Beziehungsfeld *zweier Herren* somit, ein Spannungsfeld *par excellence*. Ein Verhältnis, wurde oft gesagt, das ein besonderes persönliches Vertrauen voraussetze und während der ganzen Vertragsdauer durch ein solches geprägt sei – eine unzureichende Kennzeichnung, wie mir scheint. Ein *kritisches Vertrauen*, ein Verhältnis *produktiver Spannung*, geeignet, Vertrauen zu schaffen, jedoch ständiger *Bewährung* ausgesetzt: dies m.E. die erforderliche Präzisierung, welche an der gängigen Kennzeichnung vorzunehmen ist.

So betrachtet, erscheint die vieldiskutierte, vom Bundesgericht als zwingend erachtete Bestimmung von OR 404 I über die jederzeit mögliche einseitige Beendigung des Auftrags sinnvoll und berechtigt.

4.3.3 Sorgfaltspflicht und Sorgfalthaftung

Nach dem oben Gesagten schuldet der Beauftragte Arbeit. Sie muss *zielgerichtet*, *erfolgsbezogen* und *vollwertig* sein. Er hat nicht dafür einzustehen, dass der angestrebte Erfolg *nicht eintritt*, jedoch dafür, dass seine Arbeit und/oder seine damit verbundenen Handlungen von minderwertiger Qualität waren und *dadurch* ein Misserfolg eingetreten ist, der adäquat kausal zu einem Schaden geführt hat. Die Ursache dieses Misserfolges heisst in der Rechtssprache *Unsorgfalt*.

Unsorgfalt hat zwei Aspekte: Sie ist objektiv eine *Vertragsverletzung* und beinhaltet subjektiv ein *Verschulden (Fahrlässigkeit)*. Der Beauftragte verpflichtet sich zu objektiv sachgemäßem Verhalten und subjektiv zu einem darauf gerichteten Denken und Wollen. Sein Einstehenmüssen für Unsorgfalt ist *Vertragshaftung* und *Verschuldenshaftung*.

Zur Beurteilung, ob eine Vertragsverletzung vorliegt und worin sie besteht, sind die allgemeinen obligatorischen Haftungsnormen, die Bestimmungen des konkret vorliegenden Vertrages sowie allenfalls vorformulierte Vertragsbestimmungen heranzuziehen, welche von den Parteien zum Bestandteil ihres individuellen Vertrages gemacht worden sind. Unter diesen sind die Ordnungen SIA die häufigsten, doch sind gegebenenfalls auch zu Vertragsbestandteilen erhobene Allgemeine Bedingungen des Auftraggebers zu beachten. – Die vertragliche Haftung des Ingenieurs kann schliesslich auch mit einer Haftung aus unerlaubter Handlung im Sinne von OR 41ff. konkurrieren.

Behauptet der Auftraggeber, der Beauftragte habe eine Sorgfaltspflicht verletzt, so hat er die Behauptung zu *substanziieren*, d.h. konkret darzulegen, worin sie bestand, und die *Vertragsverletzung nachzuweisen*. Gelingt der Beweis, so steht dem Beauftragten der *Exkulpationsbeweis* offen, d.h. der Nachweis, dass ihn kein Verschulden trifft.

Die folgenden Abschnitte handeln von Sorgfaltspflichten, die insbesondere bei der Beurteilung bestehender Tragwerke zu beachten sind.

4.3.4 Das Übernahmeverschulden

Darunter versteht man Verschulden und Unsorgfalt des Fachmannes, der einen Auftrag annimmt, ohne über die zu dessen erfolgreicher Besorgung erforderlichen Fähigkeiten zu verfügen.

Die sachgerechte Beurteilung der Sicherheit bestehender Tragwerke setzt besondere theoretische und praktische Kenntnisse in Baustofftechnologie, Statik, Konstruktion und allenfalls weiteren, mit der konkreten Aufgabe verbundenen Fachgebieten voraus. Der Bauingenieur muss sich bei der Annahme eines entsprechenden Auftrages selbstkritisch vergewissern, ob er diese Voraussetzungen erfüllt.

Bei einem Grossteil der heute aktiven Bauingenieure trifft dies nur dann zu, wenn sie sich seit ihrem Studienabschluss einer systematischen Weiterbildung unterzogen haben.

Das Übernahmeverschulden gilt nicht nur – wie aus der Bezeichnung hervorgeht – als Verschulden, sondern gleichzeitig als Verstoß gegen die

bei der Erfüllung geschuldete Sorgfalt und damit als Vertragsverletzung.

Konsequenterweise müsste somit der Bauingenieur, um dem beschriebenen Übernahmeverschulden nicht zu verfallen, den Auftrag zur Beurteilung eines bestehenden Tragwerks ablehnen, wenn es ihm an den dazu erforderlichen Fähigkeiten mangelt. Praktisch sind jedoch Fälle häufig, wo auch der seriöse Fachmann vor diesem Schritt zurückschreckt. So z.B. dann, wenn die geforderte Beurteilung lediglich einen Teil eines umfassenderen Auftrages darstellt, oder dann, wenn sich erst im Verlaufe der Beurteilung Sonderprobleme stellen, welche den Beauftragten überfordern. Die Rechtsordnung stellt hier Institute zur Verfügung, die dem Bauingenieur dienlich sein können.

4.3.5 Hilfspersonen und Substitute

Verfügt der Beauftragte über die erforderlichen Fähigkeiten persönlich nicht oder nur zum Teil, so mag er sich zunächst fragen, ob er ergänzungsweise und zu seiner Unterstützung eine Hilfsperson einsetzen kann, z.B. einen Mitarbeiter seiner eigenen oder der sie beide umfassenden Arbeitsorganisation, einen «freien Mitarbeiter» oder ein selbständiges Unternehmen wie ein Bau-labor.

Die Hilfsperson erbringt ihre Leistung unter Aufsicht und Leitung des Beauftragten. Die *Befugnis* zum Beizug einer Hilfsperson ist beim Bauingenieur weitgehend zu bejahen, solange deren Tätigkeit im Rahmen des erteilten Auftrages als untergeordnet betrachtet werden kann. Allerdings sind zwei Besonderheiten zu beachten:

Der Beauftragte haftet dem Auftraggeber *kausal* für das Fehlverhalten seiner Hilfsperson, d.h. er muss dafür einstehen, wie wenn er *persönlich* unsorgfältig gehandelt hätte.

Der Beizug einer Hilfsperson in der soeben umschriebenen Weise ist im vornherein *unzulässig*, wenn der Bauingenieur ein bestehendes Tragwerk in der Eigenschaft eines *Gerichtsexperten* zu beurteilen hat.

Von der Hilfsperson im oben umschriebenen Sinn zu unterscheiden ist der vom Beauftragten eingesetzte *Substitut*. Dieser rückt in die Verantwortung des Beauftragten ein und handelt selbständig. Der

Beizug eines Substituten bedarf deshalb der *Zustimmung des Auftraggebers*.

Mit dem *unbefugten* Beizug eines Substituten begeht der Beauftragte eine Vertragsverletzung und haftet dem Auftraggeber wie für eine Hilfsperson. War er zum Beizug *befugt*, reduziert sich seine Haftung auf gehörige Sorgfalt bei Auswahl und Instruktion des Substituten.

4.3.6 Das Experten-Kollegium

Als Ausgangspunkt diene Figur 2.2 (siehe Kap.2): Zeigt der aus Auftrag II hervorgegangene Bericht II des beauftragten Ingenieurs, dass der Entscheid über das weitere Vorgehen mit schwerwiegenden Konsequenzen verbunden ist, so sieht sich der Entscheidungsträger (Geschäftsleitung eines Unternehmens, politische Behörde) oft veranlasst, die fachliche Entscheidungsgrundlage zu verstärken. Zu diesem Zweck stellt er dem beauftragten Ingenieur ein *Experten-Kollegium* bei, das wir im folgenden als EK bezeichnen.

Der Abschnitt handelt von der Rechtsstellung, den hauptsächlichlichen Rechten und Pflichten und der Haftung des EK. Es folgen Hinweise zur Gestaltung des Expertenauftrags und schliesslich einige Bemerkungen zum Verhältnis zwischen EK und beauftragtem Ingenieur.

a) Rechtsstellung des EK

Das EK wird im Rechtsverhältnis des *einfachen Auftrags* nach OR 394ff. tätig, somit nach *Privatrecht*, gleichgültig, ob es sich beim Vertragspartner um eine Person des Privatrechts oder einen Träger der öffentlichen Verwaltung handelt.

Nicht im vornherein klar ist, ob die Mitglieder des EK eine Mehrzahl von Personen darstellen, welche den Auftrag im Sinne von OR 403 II gemeinschaftlich übernommen haben, oder um eine *einfache Gesellschaft* nach OR 530ff. Massgebendes Unterscheidungskriterium ist der *Wille der Mitglieder*, sich zur gemeinsamen Verfolgung des Auftragszwecks zu vereinigen. In der Benennung als *Kollegium* liegt ein Hinweis darauf, dass dieser Wille vorauszusetzen ist, doch ist dem EK im Sinne der Klarstellung zu empfehlen, die Rechtsform auch ausdrücklich zu vereinbaren. Im folgenden gehen wir davon aus, dass es sich beim EK um eine einfache Gesellschaft nach OR 530ff. handelt.

Zum Zustandekommen genügt ein formfreier Vertrag oder auch blosses konkludentes Verhalten.

Die einfache Gesellschaft ist eine *Rechtsgemeinschaft* und verfügt als solche, im Unterschied zur Körperschaft, über keine eigene Rechtspersönlichkeit. Nach OR 530 I können ihre Mitglieder natürliche oder juristische Personen sein. Beim EK ist jedoch zu beachten, dass es sich um ein Kollegium von *Experten* handelt. Ein solcher ist immer eine natürliche Person: Denn seine (fachbezogene) *Urteilkraft* steht im Mittelpunkt der «natürlichen Eigenschaften des Menschen» nach ZGB 53, auf welche es bei der Expertentätigkeit notwendigerweise ankommt.

Damit lässt sich die Rechtsstellung des EK wie folgt kennzeichnen: eine einfache Gesellschaft von natürlichen Personen, die vom selben Auftraggeber einen gleichlautenden Auftrag je einzeln, aber zur gemeinschaftlichen Bearbeitung übernommen haben.

b) Rechte und Pflichten des EK

Rechte und Pflichten ergeben sich einerseits aus dem Recht des einfachen Auftrags, andererseits aus dem Recht der einfachen Gesellschaft.

Auftragsrechtlich steht die *Sorgfaltspflicht* im Vordergrund. Im Vergleich zur Sorgfaltspflicht des beauftragten Ingenieurs umfasst diejenige des Experten auch Fähigkeit und Willen, die vorliegende Arbeit seines Fachkollegen objektiv, unbefangen und zugleich kritisch zu würdigen und zu beurteilen.

Gesellschaftsrechtlich steht die Pflicht im Vordergrund, den erteilten Expertenauftrag mit *gemeinsamen Kräften und Mitteln* zu erfüllen. Jedes EK-Mitglied hat demnach einen gleichrangigen, jedoch nicht unbedingt gleichartigen Beitrag zu leisten. Die Arbeit kann somit innerhalb des Kollegiums fach- und leistungsspezifisch aufgeteilt werden. Doch müssen die einzelnen Beiträge genügend transparent sein, um jedem Kollegen eine kompetente gutachtliche Stellungnahme zur Gesamtheit der dem EK gestellten Fragen zu ermöglichen.

Schliesslich ergeben sich Rechte und Pflichten aus der *Durchdringung* von Auftrags- und Gesellschaftsrecht. So setzt der Beizug von *Substituten* nicht nur die Befugnis von seiten des Auftraggebers voraus. Auch die Zustimmung sämt-

licher EK-Mitglieder ist wohl unerlässlich, denn der Beizug eines Substituten kann praktisch auf einen Gesellschafterwechsel (OR 542) hinauslaufen.

Die gutachtliche Stellungnahme des EK ist ein Gesellschaftsbeschluss im Sinne von OR 534 I und erfordert, mangels anderer Abrede innerhalb des EK, *Einstimmigkeit*. Angesichts der hier vorausgesetzten grossen Konsequenzen für seine Entscheidungsbildung ist der Auftraggeber am einstimmigen Zustandekommen der gutachtlichen Stellungnahme interessiert. Erzwungen werden kann Einstimmigkeit selbstredend nicht, denn dadurch würden die Persönlichkeitsrechte der EK-Mitglieder verletzt. Anzustreben im Hinblick auf die Zielsetzung des Expertenauftrages – Lieferung einer breit abgestützten Grundlage für die weiteren Entscheidungen des Auftraggebers – ist jedoch zumindest der *Konsens*, als elastischere Form der Einstimmigkeit.

Droht ein solcher zu scheitern, ist der Erfolg des Expertenauftrages in Frage gestellt. Aufgrund von OR 400 I ist das EK bereits dann verpflichtet, den Auftraggeber über den sich abzeichnenden Dissens zu informieren und um ergänzende Weisungen nachzusehen.

c) Haftung des EK

Als einfache Gesellschaft haften die *EK-Mitglieder* je einzeln für Nicht- oder nicht richtige Erfüllung des Expertenauftrags primär, ausschliesslich und unbeschränkt. Zudem haften sie nach OR 544 III *solidarisch*. Es ist dem Auftraggeber nicht zuzumuten, den eigentlichen Urheber des unrichtig erfüllten Auftragsteils ausfindig zu machen. Vielmehr kann er seinen ganzen Schadenersatzanspruch gegen jedes EK-Mitglied erheben, an das zu wenden ihm beliebt.

d) Gestaltung des Expertenauftrags

Der erste Hinweis zur Gestaltung des Expertenauftrags gilt der *Partnerwahlfreiheit*, der den Rechtssubjekten im Rahmen der Vertragsfreiheit eingeräumten Befugnis, ihre Vertragspartner selber zu wählen. – Bei der Bestellung des EK ist ausserdem zu beachten, dass sie eine *einfache Gesellschaft* bilden sollen – eine Mehrzahl von Fachleuten, die sich zur *gemeinsamen* Verfolgung des Zwecks vereinigt, dem Auftraggeber mit gemeinsamen Kräften die fachliche Grundlage zur Fällung eines mit schwerwiegenden Folgen be-

frachteten Entscheides zu liefern. Im Unterabschnitt a) ist festgehalten, dass es dazu des entsprechenden *Willens* der EK-Mitglieder bedarf. Dabei stützt sich die Rechtslehre auf den lateinischen Fachausdruck der *affectio societatis*. Dieser bezeichnet mehr als etwa nur den «guten Willen» zur Zusammenarbeit, sondern bringt zum Ausdruck, dass die Mitglieder von der gemeinsamen Zweckverfolgung «angetan sein» sollen. Das affektive Element des Willens, die Lösung einer schwierigen Aufgabe gemeinschaftlich zu erarbeiten, kann für den Erfolg entscheidend sein. Die *zweckdienliche Ausübung der Partnerwahlfreiheit* durch den Auftraggeber umfasst daher in seinem Interesse auch die möglichst sorgfältige Abklärung, ob die in Aussicht genommenen EK-Mitglieder im beschriebenen Sinn «gesellschaftsfähig» sein können.

Mit dem zweiten Hinweis soll daran erinnert werden, dass das EK *Auftragsempfänger* ist. Es steht einem Auftraggeber gegenüber, der befugt ist, seine Arbeit jederzeit durch *Weisungen* zu steuern. Die Ausübung der Weisungsbefugnis durch einen fachlichen (absoluten oder relativen) Laien, der sich der geballten Fachkompetenz und den von Berufs wegen kritischen Blicken eines EK gegenüber sieht, ist nicht einfach. Die aufkeimende Scheu kann zur Blockierung oder zur Entgleisung führen, und beides gefährdet den Erfolg des Auftragszwecks. – Es empfiehlt sich deshalb, die Pflicht zu regelmässiger Berichterstattung, verankert in OR 400 I, auch vertraglich festzuschreiben. Sie ist allgemein geeignet, die Vertrauensgrundlage auszubauen, und verhilft insbesondere zur rechtzeitigen Lokalisierung von Schwachstellen innerhalb des EK und deren Beseitigung, allenfalls durch Erweiterung des Kollegiums. Bei Erfordernis kann die periodische Berichterstattung ausgebaut werden zur Erstattung von *Zwischenberichten*. Statt den Auftraggeber unvorbereitet mit einem voluminösen Bericht zu konfrontieren, soll ihm jedenfalls die kontinuierliche und schliesslich reiflich erwogene Urteilsbildung nach Kräften erleichtert werden.

e) Verhältnis zwischen EK und beauftragtem Ingenieur

Schliesslich ist auf Figur 2.2 Phase III zurückzukommen, wonach der beauftragte Ingenieur *zusammen* mit dem EK tätig zu werden hat. Das angesprochene Zusammenwirken ist grundsätzlich anderer Art als dasjenige innerhalb des EK und

als dasjenige zwischen diesem und dem Auftraggeber. Im Unterschied zu jenen beiden Verhältnissen besteht zwischen beauftragtem Ingenieur und EK *kein Vertrag*. Die Zusammenarbeit ist nichts anderes als eine *kooperativ auszuübende Auskunftspflicht* des beauftragten Ingenieurs an Dritte, in Befolgung einer ihm von seinem Auftraggeber erteilten Weisung. Der Pflicht steht das Anhörungsrecht des beauftragten Ingenieurs gegenüber. Ein Dreiecksverhältnis somit, gleichzeitig gestützt durch gemeinsame und allenfalls gefährdet durch widerstrebende Interessen – jedenfalls eine Herausforderung an alle, auf das gesetzte Ziel, die Schaffung einer soliden fachlichen Entscheidungsgrundlage, hinarbeiten.

4.3.7 Benachrichtigungs- und allgemeine Beratungspflicht

Die Inspektion, das *Hineinschauen* ist die erste Phase bei der Beurteilung eines bestehenden Tragwerks (siehe 4.3.1). Dabei – oder auch erst im weiteren Verlauf der Beurteilung – zeigen sich dem Fachmann oft neue Tatsachen oder Umstände. Kann er nicht ausschliessen, dass deren Kenntnis den Auftraggeber zur Änderung des Auftragsinhalts, einzelner Weisungen oder sonstiger Dispositionen veranlassen könnte, so ist der Beauftragte zur *Benachrichtigung* verpflichtet. Besonders wichtig sind in unserem Zusammenhang Feststellungen des Beauftragten, welche Mehrkosten auslösen, z.B. die Notwendigkeit oder Zweckmässigkeit ursprünglich nicht vorgesehener Materialprüfungen.

Die Benachrichtigungspflicht führt weiter zur *Beratungspflicht*. Deren Gegenstand ist schlichtweg alles, was im weitesten Sinn geeignet ist, den mit dem Auftrag angestrebten Erfolg zu fördern oder den Vertragspartner vor Schaden im Zusammenhang mit dem Gegenstand des Auftrags zu schützen. Sie kann z.B. nach einem Bundesgerichtsurteil auch die Pflicht einschliessen, angesichts besonderer Risiken dem Bauherrn zum Abschluss einer Bauherrenhaftpflichtversicherung zu raten.

Dies zeigt, dass Inspektion mehr ist als *Hineinschauen*, sondern auch *Umsicht* erfordert. Sie bezieht, wie das erwähnte Urteil zeigt, auch die Umgebung oder Nachbarschaft ein.

Die Lehre geht noch einen Schritt weiter: Ist zu vermuten, auch *benachbarte* Tragwerke könnten,

da gleichartig und gleichzeitig erstellt, ähnliche Schäden aufweisen wie er sie am inspizierten Tragwerk festgestellt hat und dadurch die Umgebung gefährden, so habe der Bauingenieur dem Auftraggeber zu empfehlen, den Nachbarn eine entsprechende Information zukommen zu lassen. Dies in der Überlegung, den Auftraggeber im Schadenfall vor nachbarrechtlichen Ersatzansprüchen zu schützen.

4.3.8 Die Ablieferungspflicht

Sie bildet im Unterschied zu den Sorgfaltspflichten eine *Leistungspflicht*. Ihr Gegenstand ist eine *Sachleistung*, hier insbesondere die Pflicht des Beauftragten, dasjenige herauszugeben, was er in Erfüllung seines Vertrages *geschaffen* hat.

Im Vergleich mit anderen Aufgaben des Bauingenieurs kommt dieser *Ablieferungspflicht* bei der Beurteilung bestehender Tragwerke zentrale Bedeutung zu. Die *Zustandsaufnahme* und das Ergebnis der Beurteilung, oft aufgeteilt in *Vorbericht* und *Schlussbericht*, sind dem Auftraggeber zu dessen Bauakten abzuliefern.

Bei Aufträgen zur Beurteilung bestehender Tragwerke ist die Ablieferungspflicht eine *essentielle*, eine *Hauptleistungspflicht*. Im Unterschied z.B. zu den Sorgfaltspflichten kann aufgrund von OR 107ff. direkt auf ihre Erfüllung und gegebenenfalls zudem auf Schadenersatz geklagt werden.

In diesem Sinn haftet der Bauingenieur dem Auftraggeber für die Ablieferung seiner Arbeitsergebnisse in der vereinbarten Form und vereinbarten Frist.

4.4 Die rechtliche Zuordnung der Tragwerksverstärkung als materieller Leistung

4.4.1 Die Verstärkung als Reparatur oder als Veränderung eines Tragwerks

Für die *rechtliche Zuordnung* eines Vertrages auf Vornahme der Verstärkung eines Tragwerks ist es ohne Belang, ob sie eine Reparatur darstellt oder eine Veränderung zur Anpassung an neue Erfordernisse. Beides fällt, gleich wie die Erstellung eines Neubaus, unter das Werkvertragsrecht. Alles wird von dem in OR 363 verwendeten Ausdruck *Herstellung eines Werkes* umfasst.

Der *Bauwerkvertrag* ist eine der wichtigsten Erscheinungsformen des Werkvertrages.

4.4.2 Die Reparatur als Nachbesserung

Bei der *Reparatur* kann es darauf ankommen, *weshalb* sie zu erfolgen hat. Geht es bei der Verstärkung eines Tragwerks um die Behebung eines Mangels im Rechtssinn – eines Planungs- oder Ausführungsfehlers oder eines bei vertragsgemäsem oder vorausgesetztem Gebrauch entstandenen Schadens –, so stellt sich die Frage, ob die Reparatur eine *Nachbesserung* aufgrund geltend gemachter *Mängelrechte* aus einem bereits vorliegenden Bauwerkvertrag darstellt. Ist die Frage anhand des konkreten Vertrages, unter Beachtung auch der Verjährungsfristen, zu bejahen, so hat der Unternehmer die Reparatur in Erfüllung seiner Nachbesserungsschuld vorzunehmen.

4.5 Die Tragwerksverstärkung als Komplex von immateriellen und materiellen Leistungen

4.5.1 Vorbemerkung

Mit der rechtlichen Zuordnung irgendwelcher Lebenssachverhalte verhält es sich ähnlich wie mit der Übersetzung eines Originaltextes in eine andere Sprache. Die sinnvolle Übersetzung gelingt nur, wenn der Übersetzer den Inhalt in der Originalsprache versteht.

Bei den vorliegenden Lebenssachverhalten geht es um *technische Inhalte*. Solange wir die Tragwerksverstärkung bloss als technisch/materielle Leistung auffassen, bereiten wir ihre rechtliche Zuordnung, die Umsetzung in die Rechtssprache keine Schwierigkeiten. Der Lebenssachverhalt war ohne weiteres einsichtig, das entsprechende Rechtsvokabular stand zur Verfügung.

Etwas anders verhält es sich, wenn wir die Tragwerksverstärkung in ihrer Gesamtheit von immateriellen und materiellen Leistungen betrachten. Dieser Komplex von technischen Vorgängen ist ein Lebenssachverhalt neueren Datums. Bevor wir uns anschicken, ihn rechtlich zu erfassen, müssen wir uns über seine Besonderheiten klar werden.

In diesem Kapitel versuchen wir deshalb, die Charakteristiken dieser technischen Sachverhalte, des «faktischen Substrats», soweit herauszuarbeiten und einsichtig zu machen, dass wir im folgenden Kapitel die rechtliche Zuordnung mit ausreichendem Sachverständnis vornehmen können. Wir müssen dazu etwas weiter ausholen.

4.5.2 Planung und Ausführung im allgemeinen

Überlegt man sich das Verhältnis zwischen Planung und Ausführung eines Bauwerks – *jedes* Bauwerks, ob Neubau oder Umbau –, so erscheint die Planung in erster Näherung als vorbereitende Phase der Ausführung. Diese Betrachtung lässt ausser acht, dass Planung die Ausführung nicht nur vorbereitet, sondern auch begleitet. Zutreffender versteht man deshalb die Planung als die *geistige Substruktur* der körperlichen Erstellung. Der Planer leistet das eine, der Unternehmer das ande-

re. An die Stelle der zeitlichen tritt gemäss diesem neueren Verständnis die *leistungsorientierte* Unterscheidung zwischen Planer und Unternehmer. Besteht die Bauaufgabe in der Verstärkung eines bestehenden Tragwerks, so lässt sich jedoch auch diese «reinliche» Scheidung zwischen Planung und Ausführung nicht aufrecht erhalten.

4.5.3 Materialprüfung und Stofflieferung

Die erste Komplikation ergibt sich aus dem Umstand, dass in ein *bestehendes Tragwerk* eingegriffen werden soll. Nicht um irgendwelche Reparaturen oder Umbauten eines Bauwerks handelt es sich, sondern um einen *Eingriff in seine Grundstruktur*. Im wahrsten Sinne des Wortes steht und fällt es mit dem Gelingen oder Misslingen des geplanten Eingriffs. Die dabei von den Verantwortlichen zu treffenden Entscheide verleihen zwei Arbeitsbereichen ein höheres Gewicht als ihnen bei den meisten anderen Bauaufgaben zukommt: der *Materialprüfung* und der *Materiallieferung*.

Zu prüfen sind nicht nur die zum Einsatz vorgesehenen Werkstoffe, sondern vorerst die für die Verstärkungsfähigkeit relevanten Materialeigenschaften des bestehenden Tragwerks. Das Ergebnis dieser Prüfung beantwortet zunächst die Frage, ob das Tragwerk sich überhaupt zur Verstärkung eignet, allenfalls unter der Bedingung vorgängiger Instandsetzungs- oder Schutzmassnahmen. Ferner ergeben sich aus der Materialprüfung Rückschlüsse auf die in Frage kommenden *Verfahren* zur Tragwerksverstärkung. Alsdann liefert sie die zur Planung erforderlichen Ausgangsdaten.

Welche Materialeigenschaften im Hinblick auf die drei Ziele geprüft werden sollen, ist vom Planer der Tragwerksverstärkung zu bestimmen.

Zu liefern sind oft nicht Werkstoffe im herkömmlichen Sinn von Handelswaren, sondern *Stoffsysteme*: Kombinationen, welche sich nicht bloss unter den vorgesehenen Einwirkungen und Betriebsbedingungen bewähren müssen, sondern auch die Gegebenheiten des bestehenden Bauteils berücksichtigen und den spezifischen Umständen des Einbaus Rechnung tragen. Das Produkt als Stoffsystem ist das Ergebnis engen Zusammenwirkens von Planer, Stoff- und Werkhersteller, somit von Ingenieur, Lieferant und Unternehmer. Als Beispiel wären hier die Epoxidharzsysteme zu nen-

nen, welche beim Verkleben von Aussenbewehrungen eingesetzt werden.

Die umschriebene Besonderheit der Bauaufgabe «Tragwerksverstärkung» führt somit zur Aufwertung zweier Tätigkeiten und ihrer Träger, der Materialprüfung und der Stofflieferung. Beide greifen sowohl in die Ausführung wie die Planung ein. Die Grenzen zwischen den beiden Hauptbereichen verwischen sich.

4.5.4 Mitwirkung des Bauherrn

Planung und Ausführung jedes Bauvorhabens verlaufen innerhalb der Interessensphäre des Bauherrn. Er ist deshalb zu bestimmten typischen Mitwirkungshandlungen berechtigt und verpflichtet.

Bei Tragwerksverstärkungen tritt eine besondere Mitwirkungshandlung von erheblichem Gewicht hinzu: die Formulierung der *Betriebsbedingungen*, unter denen die Verstärkungsarbeiten vorzunehmen sind. Muss eine Brücke während ihrer Verstärkung durchgängig oder teilweise befahrbar sein? Soll der Kundenverkehr in einem Geschäftsraum, dessen Decke verstärkt wird, aufrecht erhalten bleiben? Darf ein Tragwerk in einem Zug verstärkt werden, oder sind die Arbeiten zu etappieren? – Dies etwa die Fragen, vor die sich der Bauherr gestellt sieht, und die ohne seine Mitwirkung nicht zu beantworten sind.

Er macht es sich oft zu leicht, wenn er solche Fragen spontan beantwortet: denn mit zunehmendem Druck der auferlegten Bedingungen schrumpft der planerische Freiraum und steigen die Baukosten. Die vertiefte Auseinandersetzung mit der Tragweite seiner Entscheidung macht den Bauherrn zum aktiv Mitwirkenden eines Optimierungsprozesses, von dem ihn auch sein Planer nicht dispensieren kann. Denn es ist am Bauherrn, die Kostenfolgen für seinen Betrieb abzuschätzen und in die Waagschale zu legen. In diesem Sinn wird der Bauherr zum *mitwirkenden Planer*.

4.5.5 Ausführungsplanung

Die effiziente und konkurrenzfähige Ausführung einer Tragwerksverstärkung übersteigt im allgemeinen den Rahmen rein handwerklicher Tätig-

keit. Sie beschränkt sich nicht darauf, mängelfreie Arbeit nach den Weisungen des bauleitenden Ingenieurs zu leisten, sondern erfordert auch vom Unternehmer ein nicht zu unterschätzendes Mass und einen beträchtlichen Umfang selbständiger *planerischer* Arbeit.

Wann setzt sie ein? – Idealerweise bereits in jenem Stadium, da eine *Rückkopplung* von Zwischenergebnissen auf die Planungsarbeit des Ingenieurs möglich ist und sie zu befruchten vermag. Der wechselseitige Input durch Ingenieur und Unternehmer, unter Einbezug der Materialprüfer und der Stofflieferanten und unter Mitwirkung des Bauherrn, setzt einen Vorgang sukzessiver Näherung an die optimale Lösung der Bauaufgabe in Gang.

So betrachtet, ist die Planung einer Tragwerksverstärkung mehr als die geistige Substruktur ihrer körperlichen Ausführung. Vielmehr *durchdringt* die Planung die Bauaufgabe als Ganzes.

4.5.6 Die Herausforderung des Ingenieurs

Die Verstärkung eines bestehenden Tragwerks ist ein «ganzes Bauwerk» im Sinne von Art. 3.3 (Gesamtleitung) der SIA Ordnung 103. Gemäss dieser Ordnung wird der beauftragte Ingenieur grundsätzlich in drei Funktionen tätig:

- als Planer nach Art. 4.1 der Ordnung
- als Berater des Auftraggebers nach Art. 3.3.1
- als Vertreter des Auftraggebers nach Art. 3.3.1

Die Besonderheit, vor die sich der Ingenieur gestellt sieht, liegt darin, dass der benötigte *planerische Sachverstand* und die entsprechenden planerischen Kompetenzen nicht bei ihm allein liegen. Wie wir gesehen haben, wirken idealerweise auch der Auftraggeber, den der Ingenieur zu beraten hat, sowie der Unternehmer, demgegenüber er den Auftraggeber zu vertreten hat, planerisch mit.

Daraus ergibt sich für den Ingenieur eine besondere Herausforderung: Er muss sich in der Erkenntnis bescheiden, dass er nicht alles besser weiss, und dabei die ihm übertragene Gesamtleitung doch fest in der Hand behalten. Er muss lernen, auch ein ad hoc und nicht notwendigerweise durch ihn selbst zusammengestelltes Team partizipativ zu führen.

4.6 Die rechtliche Zuordnung der Tragwerksverstärkung als Leistungskomplex

4.6.1 Das Grundkonzept zur rechtlichen Erfassung von Planung und Ausführung

Im Bauwerkvertrag stehen sich zwei Parteien gegenüber: Der Bauherr als Besteller und der Unternehmer als Hersteller des Werks. Nach der Vorstellung des Gesetzgebers liegt der Sachverstand beim Unternehmer (dem «Baumeister»), und der Bauherr lässt sich deshalb oft, um diesbezüglich mit seinem Vertragspartner gleichzuziehen, durch einen Sachkundigen, den Architekten (den «Oberbaumeister») oder Bauingenieur, beraten und gegenüber dem Unternehmer vertreten.

Eine objektiv wesentliche Voraussetzung für das Zustandekommen eines Werkvertrages ist die Bestimmtheit oder zumindest die *Bestimmbarkeit* des zu erstellenden Werks. Dies bedeutet nichts anderes, als dass es – zumindest bis zu demjenigen Stand, der die Voraussetzung der Bestimmbarkeit des Werks erfüllt – *geplant* sein muss. Die entsprechenden Leistungen bilden in der Regel Gegenstand eines oder mehrerer *Planungsverträge* (Architekten- und/oder Ingenieurvertrag), den der Bauherr abschliesst.

Die «rechtliche Konstruktion» von Planung und Ausführung umfasst in seiner Grundanlage somit den *Werkvertrag* zwischen Bauherr und Unternehmer sowie den *Planungsvertrag* zwischen Bauherr und Planer. Dieser hat drei Funktionen wahrzunehmen: die Planung des Bauwerks, die Beratung des Bauherrn und dessen Vertretung gegenüber Dritten.

Zur *Beratung* ist anzumerken: sie ist einerseits Element der *planerischen Tätigkeit*, indem sich die Planung im Dialog mit dem Bauherrn abspielt. Andererseits geht die Beratungspflicht über die Planung hinaus, indem sie schlechtlweg *alles* umfasst, was im weitesten Sinn geeignet ist, den mit der Planung angestrebten Erfolg zu fördern oder den Bauherrn vor damit zusammenhängendem Schaden zu bewahren. Diese weitergehende Beratungspflicht des Planers verschmilzt im Planungsvertrag mit den planerischen Leistungen.

Eine Anmerkung schliesslich zur *Vertretung*. Sie ist als Rechtsinstitut im Allgemeinen Teil des Obliga-

tionenrechts, OR 32ff. geregelt und bezieht sich dort auf den *Abschluss* des, und zwar gleichgültig welchen, Vertrages. Die dort aufgestellten Grundsätze finden jedoch aufgrund der Verweisung von ZGB 7 auch auf andere Normbereiche Anwendung, so auch die Stellvertretung. Sie bewirkt, dass der Vertreter nicht nur bei Abschluss des Vertrages, sondern durch sein Handeln während der *Vertragsabwicklung* die vertretene Vertragspartei berechtigt und verpflichtet.

Stellvertretung ist an zwei Voraussetzungen geknüpft: die *Ermächtigung* des Vertretenen an den Vertreter und *Kundgabe* des Vertreters an den Dritten.

Die Ermächtigung begründet eine *Vertretungsmacht*. Ihr Inhalt und Umfang hängt vom Willen des Vertretenen ab und wird im Vertrag festgelegt, aufgrund dessen der Vertreter tätig wird. Ist dieser Vertrag ein *einfacher Auftrag* nach OR 394ff. so ist darin nach OR 396 II – wenn nichts anderes vereinbart – auch die Ermächtigung zu den Rechtshandlungen enthalten, die zu dessen Ausführung gehören. Was «dazugehört», bleibt offen (sog. offener Rechtsbegriff) und bedarf der Auslegung des konkreten Vertrages. Die Spezialbestimmung des Auftragsrechts erweitert jedoch die Vertretungsmacht grundsätzlich gegenüber den anderen Vertragsarten.

4.6.2 Die Einordnung der Tragwerksverstärkung in das rechtliche Grundkonzept

Zunächst fällt auf, dass das Grundkonzept, wie es soeben beschrieben wurde, durchaus auch für die Verstärkung bestehender Tragwerke taugt, obwohl es sich dabei um eine doch sehr spezielle Art von Bauwerken und Planungsgegenständen handelt.

Die ganze rechtliche Abwicklung von Planung und Ausführung mündet, trotz ihrer im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Verflechtungen, in einen *Werkvertrag* zwischen Besteller und Unternehmer.

Kommt hinzu, dass das gesamte Werkvertragsrecht nach OR 363ff. *dispositiven* Charakter aufweist. Dies bedeutet, dass davon abweichende *einzelvertragliche* Abreden, sofern sie sich im Rahmen der allgemeinen Schranken der Rechts-

ordnung und übergeordneter Gesetzesbestimmungen bewegen, die werkvertraglichen Bestimmungen OR 363ff. *verdrängen*. Der dispositive Charakter des gesetzlichen Werkvertragsrechts verleiht dem rechtlichen Grundkonzept eine bedeutende zusätzliche Elastizität.

Davon macht die Baupraxis ausgiebig Gebrauch. Einerseits nutzen Vertragsparteien den Spielraum für Einzelabreden, andererseits greifen sie zurück auf *vorformulierte* Normpakete. Deren wichtigstes ist die SIA Norm 118. Alternativ oder zusätzlich gelangen sog. allgemeine Bestimmungen häufig baulicher Gemeinwesen, öffentlicher Betriebe und privater Unternehmungen zur Anwendung. Allen diesen vorformulierten Abreden ist gemeinsam, dass sie nur dann gelten, wenn sie von den Parteien zum Gegenstand ihres Einzelvertrages gemacht worden sind. Sie weisen Charakter und Rechtsnatur von *Allgemeinen Geschäftsbedingungen* auf.

4.7 Die rechtliche Stellung des Ingenieurs als Planer der Tragwerksverstärkung

4.7.1 Der Ingenieur als Partner eines Planungsvertrages

Erinnern wir uns zunächst daran, dass es den Planer «braucht», sofern und weil in der Regel die erforderlichen Fachkenntnisse beim Bauherrn nicht vorhanden sind und er deshalb im vertraglichen Verhältnis zum Unternehmer am kürzeren Hebelarm sitzen würde.

Dass der Bauherr – der Private in der Arbeitsorganisation seines Unternehmens oder ein Gemeinwesen in einer Verwaltungsabteilung – über genügend Fachkenntnisse verfügt und sie für die konkrete Planungsaufgabe auch einbringt, ist eher die Ausnahme. Im folgenden beschränken wir uns auf den Regelfall.

Der Bauherr, der ein bestehendes Tragwerk verstärken lassen will, wird aus dem eingangs genannten Grund einen Ingenieur beiziehen und mit ihm einen Vertrag abschliessen. Der Bauherr ist dann Partner zweier Verträge, des vorgehend dargestellten Werkvertrages und des *Planungsvertrages*, auf den nun kurz einzugehen ist.

Inhalt eines Planungsvertrages im Bauwesen sind immaterielle Leistungen, darauf gerichtet, die materielle Herstellung, Änderung oder Reparatur eines Bauwerks oder eines Teils desselben zu ermöglichen. Der Vertrag zur Planung der Verstärkung eines bestehenden Tragwerks ist ein Ingenieurvertrag und, innerhalb dieser Vertragsart, in der Regel ein *Gesamtvertrag*, umfassend die Kernbereiche Projektierung, Ausschreibung, Planbearbeitung und Bauleitung.

Der Ingenieur- und der Architektenvertrag sind – im Unterschied zum Werkvertrag des Unternehmers – gesetzlich nicht geregelt. Ihre Rechtsnatur ist in Lehre und Rechtsprechung umstritten. Hinsichtlich des *Gesamtvertrages* stehen sich zwei Meinungen entgegen. Nach der einen wird er als ein *Vertrag eigener Art*, gemischt aus werkvertraglichen und auftragsrechtlichen Elementen, qualifiziert, nach der anderen als *einfacher Auftrag*. Diese Auffassung, der sich der Verfasser anschliesst, scheint in letzter Zeit die Oberhand zu gewinnen, und sie liegt den nachstehenden Ausführungen zugrunde.

Demnach wird der Ingenieur, der eine Tragwerksverstärkung plant, rechtlich als *Beauftragter* des Bauherrn im Sinne von OR 394ff. tätig. Das Rechtsverhältnis deckt grundsätzlich alle drei Funktionen, Planung, Beratung und Vertretung des Bauherrn, ab.

4.7.2 Der Ingenieur im Totalunternehmervertrag

Der Bauherr kann sich zur Realisierung einer Tragwerksverstärkung auch einer anderen Organisationsform bedienen und anstelle der genannten beiden Verträge – Auftrag an Ingenieur, Werkvertrag mit Unternehmer – einen einzigen Vertrag schliessen, den *Totalunternehmervertrag*. Dieser wird nach übereinstimmender Lehre und Rechtsprechung als *Werkvertrag* qualifiziert. Die Planung geht sozusagen in der Herstellung auf, die Herstellung assimiliert die Planung und bestimmt die Rechtsnatur der Gesamtheit «Planung + Herstellung». Die Stellung des Ingenieurs im Totalunternehmervertrag, im Werkvertrag, hängt von der Rechtsform ab, die sich der Totalunternehmer gegeben hat.

Entweder handelt es sich um eine Unternehmung, deren Geschäftszweck Planung und Herstellung umfasst, z.B. eine auf die Verstärkung von Tragwerken eingerichtete Bauunternehmung mit eigener Ingenieurabteilung. Dann ist der zuständige Ingenieur als *Arbeitnehmer* in die Organisation seines Arbeitgebers eingegliedert. Dieser allein ist Vertragspartner des Bauherrn.

Oder eine beliebige Bauunternehmung tritt als Totalunternehmer auf und zieht einen freierwerbenden Ingenieur für die Planung bei. Dieser wird dann im einfachen Auftrag tätig, jedoch nicht als Vertragspartner des Bauherrn, sondern des Totalunternehmers.

Oder es schliessen sich selbständiges Bauunternehmen und freierwerbender Ingenieur ad hoc zu einer ARGE, einer Arbeitsgemeinschaft zusammen, die als Vertragspartnerin des Bauherrn auftritt. Der so konstituierte Totalunternehmer ist rechtlich eine *einfache Gesellschaft* nach OR 530ff. Die Rechte und Pflichten des Ingenieurs ergeben sich dann, im Rahmen des Rechtes der einfachen Gesellschaft, aus dem Gesellschaftsvertrag. Meistens liegt die Geschäftsführung der Gesellschaft nicht beim Ingenieur.

4.7.3 Die beiden Organisationsformen im Vergleich

Der beschriebene Totalunternehmervertrag in seinen drei Erscheinungsformen bringt dem Bauherrn grundsätzlich eine Vereinfachung bei der Abwicklung der Tragwerksverstärkung: er hat nur einen Vertragspartner. Im Streitfall erübrigt sich die Aussonderung, ob ein Verschulden im Bereich der Planung oder der Ausführung vorliegt. Die Vertragskonstruktion, bei der die Planung in der Herstellung sozusagen aufgeht, trägt insbesondere den in Kap. 4.5 ausgeführten Fakten Rechnung, dass sich die Grenzen zwischen Planung und Ausführung einer Tragwerksverstärkung verwischen. – Die Vereinfachung der rechtlichen Konstellation hat jedoch ihren Preis.

Der Bauherr erkaufte sich einmal durch die Preisgabe der beiden Bereiche *Beratung* und *Vertretung*, die nur im direkten Auftragsverhältnis zwischen Bauherr und Ingenieur «automatisch» abgedeckt sind. Wie ist der Stellenwert dieser Preisgabe zu beurteilen, und wie kann ihr entgegengewirkt werden?

Das Beratungsverhältnis enthält neben der ausschlaggebenden sachlichen ein nicht zu vernachlässigendes persönliches Element, die «gleiche Wellenlänge». Dazu tritt eine organisatorische Komponente: der «direkte Draht» zur Person des Beraters kann trotz vertraglicher Bindung zu wünschenswerten übrig lassen, und er kann auch ohne formelle Vertragsbindung funktionieren. Es liegt am Bauherrn abzuschätzen, in welcher Organisationsform er für sein Bauvorhaben die besseren Voraussetzungen sachlicher, persönlicher und organisatorischer Natur vorfindet.

Die Vertretung gegenüber Dritten, soweit sie in der Form des Totalunternehmers noch erforderlich ist, kann und soll im entsprechenden Vertrag geregelt werden.

Als mögliche Ersatzlösungen bieten sich der Beizug eines *Baubegleiters* im Sinn einer Stabstelle oder eines *Bautreuhänders* im Sinn einer vorwiegend administrativen Kontrollinstanz an. Zur fachlichen Kontrolle der Ingenieurleistungen kann – in beiden Organisationsformen – ein *Prüfingenieur* beigezogen werden.

Mit der Preisgabe der direkten Beauftragung des Ingenieurs geht der Bauherr sodann seines sehr

weitgehenden *Weisungsrechts* verlustig, das ihm im einfachen Auftrag nach OR 397 zusteht. An seine Stelle tritt im Totalunternehmervertrag die viel weniger weitgehende Befugnis nach OR 369 des Werkvertragsrechts. Es handelt sich dabei um *präzisierende Anordnungen* darüber, wie der Unternehmer bei der Ausführung des Werks im einzelnen vorzugehen habe. Bei der Verstärkung eines bestehenden Tragwerks ist wohl davon auszugehen, dass solchen Anordnungen zufolge mangelnden Fachwissens des Bauherrn im vornherein sehr enge Grenzen gezogen sind. – Weisungen, welche diesen praktisch illusorischen Rahmen überschreiten, sind *Bestellungsänderungen* und bedingen bei Tragwerksverstärkungen in der Regel einen Abänderungsvertrag, somit den Austausch übereinstimmender Willenserklärungen.

Der im Totalunternehmervertrag auch in den planerischen Belangen festgeschriebene Inhalt ermöglicht andererseits dem Bauherrn, sich durch entsprechende Vertragsgestaltung besser gegen Kosten- und Terminüberschreitungen abzusichern. Voraussetzung ist allerdings, dass er nicht durch Bestellungsänderungen während des Vertragsablaufs seine Stellung wieder schwächt. Bei Tragwerksverstärkungen kann dies insbesondere dann eintreten, wenn er neue betriebliche Randbedingungen stellt.

Totalunternehmerverträge werden oft dann bevorzugt, wenn der Bauherr nicht (massgeblich) in einer Einzelperson verkörpert ist, sondern als privatrechtliche oder öffentlichrechtliche Körperschaft auftritt. Mit zunehmender Grösse und/ oder Komplexität einer Bauaufgabe nehmen die Vorteile dieser Organisationsform zu. Dies zeigt auch ein Blick auf das internationale Vergabewesen und betrifft auch Tragwerksverstärkungen. Nach wie vor ist jedoch die Daseinsberechtigung beider Formen gegeben.

4.7.4 Rechtsfolgen bezüglich der Ingenieurhaftung

Unter 4.7.1 wurde ausgeführt, dass der Planungsvertrag des Ingenieurs, bei Tragwerksverstärkungen in aller Regel ein *Gesamtvertrag*, von Lehre und Rechtsprechung nicht einheitlich behandelt werden. Nach der einen Auffassung handelt es sich um einen *einfachen Auftrag* nach OR 394ff., nach der anderen um einen gemischten Vertrag, der neben auftragsrechtlichen Elementen

auch solche des *Werkvertragsrechts* nach OR 363ff. aufweist.

Für den Ingenieur ergibt sich aus dieser ungewissen rechtlichen Qualifikation seines Vertrages eine Unsicherheit bezüglich seiner vertraglichen *Haftung*. Gelangt ausschliesslich Auftragsrecht zur Anwendung, untersteht er der Verschuldenshaftung (siehe 4.1.5). Weniger einfach verhält es sich im Werkvertragsrecht: die Haftung für Werkmängel ist eine Kausalhaftung, diejenige für Mängelfolgeschäden eine Verschuldenshaftung. Daher: Schliesst man sich der Auffassung an, der Ingenieurvertrag zur Verstärkung eines Tragwerks sei ein gemischter Vertrag, so haftet der Ingenieur für Mängel an den werkvertragsrechtlich zu beurteilenden Teilleistungen, z.B. für fehlerhafte Ausführungspläne und Stücklisten kausal, d.h. auch ohne Verschulden. Mängel am Tragwerk, welche adäquat kausal durch Planfehler verursacht wurden, sind hingegen Mängelfolgeschäden der Planfehler und unterliegen der Verschuldenshaftung.

Praktisch sind die haftungsrechtlichen Folgen der Unsicherheit bei der rechtlichen Zuordnung der Ingenieurverträge über Verstärkung von Tragwerken nicht sehr bedeutend. Denn schwere Schadensfälle betreffen das Bauwerk selbst oder gehen von ihm aus, und die Ingenieurhaftung setzt Verschulden voraus: auftragsrechtlich betrachtet ohnehin – werkvertraglich deshalb, weil es sich um Mängelfolgeschäden handelt.

Sinngemäss gilt dasselbe, wenn die Ingenieurarbeit zum Leistungsinhalt eines Totalunternehmervertrages gemacht wird und deshalb, wie in 4.7.2 ausgeführt, insgesamt werkvertraglich zu beurteilen ist.

4.8 Einzelfragen

4.8.1 Die Genauigkeit von Kostenangaben

Diese Formulierung ist dem Randtitel zu Art. 3.7 der SIA Ordnung 103 entnommen. Die Bestimmung hält zunächst fest, dass der Ingenieur den Auftraggeber über Grundlagen und die Genauigkeit von Kostenangaben zu informieren hat. Diese Vertragspflicht ist Teil der allgemeinen Informationspflicht nach OR 400. Sie besteht deshalb auch dann, wenn die SIA Ordnung 103 von den Parteien nicht zum Vertragsinhalt gemacht worden ist.

Alsdann stellt die SIA-Bestimmung *Regeln* über die Toleranzgrenzen der Kostenangaben auf. Sie variieren nach dem Stand der Planung. Zur Tragweite dieser Regeln ist einiges zu bemerken.

Zunächst ist festzuhalten, dass es sich nicht um starre Regeln handelt, sondern um «*règles indicatifs*».

Die Regeln über die Toleranzgrenzen weisen die Rechtsnatur von *Tatsachenvermutungen* auf. Die daran interessierte Partei ist zum Beweis zugelassen, dass die sie belastende Vermutung nicht zutrifft. Man bezeichnet sie deshalb auch als *Anscheinsbeweis*. Konkret steht somit dem Bauherrn der Beweis zu, dass der Ingenieur die Kostenangabe sorgfältig ermittelt hat, auch wenn diese innerhalb der Toleranzgrenze liegt. Umgekehrt ist der Ingenieur zum Beweis zugelassen, dass er sorgfältig gehandelt hat, obwohl die Toleranzgrenze überschritten worden ist.

Die angeführte Bestimmung der SIA Ordnung verwendet den Ausdruck: «Die Unterlagen ... ermöglichen *in der Regel ...*» Damit stellt sich die Frage, welche Arten von Bauwerken *Regelfälle* darstellen. Ob auch Umbauten dazugehören, wird in Lehre und Rechtsprechung nicht einheitlich beantwortet. Wie es sich diesbezüglich bei der *Verstärkung bestehender Tragwerke* verhält, wurde m.W. noch nie entschieden. Solche Planungsaufgaben sind jedoch m.E. als *qualifizierte Umbauten* zu betrachten. Sie greifen sozusagen ans Herz des bestehenden Bauwerks, rühren an seine Weiterexistenz. Mit Bezug auf die Kosten kann sich dies darin äussern, dass sich erst bei fortgeschrittenem Planungsstand oder während der Ausführung Befunde ergeben, welche unvorgesehene Baumassnahmen unausweichlich erscheinen lassen. Dies im Unter-

schied zu Umbauten im allgemeinen, wo das Kostenmanagement eher erlaubt, die Zügel hier etwas zu lockern und dort zu straffen.

Angesichts der Dominanz von Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit gehören deshalb Tragwerksverstärkungen hinsichtlich der Genauigkeit von Kostenangaben nicht zu den Regelfällen von Umbauten und somit auch nicht zu den Regelfällen von Gesamtbauwerken.

Umso grösseres Gewicht erhält damit die eingangs erwähnte *Informationspflicht*. Sie umfasst auch die Erläuterung der Gründe, welche die Einhaltung einer bestimmten Toleranzgrenze von Kostenangaben in Frage stellen können. Meistens liegen sie nicht im Bereich der Verstärkungs-konstruktion selbst, sondern bei den vorgängigen Instandsetzungsmassnahmen, die zur *Verstärkungsfähigkeit* des bestehenden Tragwerks zu ergreifen sind. Oft ist eine genauere Veranschlagung oder Schätzung solcher *Sanierungskosten* unter der Bedingung möglich, dass der Bauherr in einem frühen Planungsstadium einen höheren Aufwand für Materialprüfungen in Kauf nimmt. Sich darüber, insbesondere über Kosten/Nutzen eines vorgezogenen Planungsaufwandes mit dem Bauherrn auszusprechen, weitet die Information des Ingenieurs zur allgemeinen Beratung aus. Die schliesslich resultierende Genauigkeit der Kostenangabe ist gemeinsam festzuhalten.

4.8.2 Stofflieferung und Mängelhaftung

Im Bauwerkvertrag müssen sich die Parteien auch darüber einigen, welcher Vertragspartner, der Besteller oder der Unternehmer, die Baustoffe liefert. Das Gesetz lässt beides zu. Sowohl das Werkvertragsrecht OR 363ff. wie das vorformulierte Vertragsrecht SIA Norm 118 enthalten Regelungen für beide Alternativen. Differenzierter lauten diese: Entweder Lieferung durch den *Besteller*, sei es direkt an den Unternehmer, sei es als Besorgung durch den Unternehmer im Namen und auf Rechnung des Bestellers. Oder Lieferung durch den *Unternehmer*, geeignet zur vertragsgemässen Erstellung des Werks, im übrigen jedoch frei hinsichtlich der engeren Stoffauswahl und der Bezugsquellen.

Gewissermassen zwischen den Alternativen liegt eine weitere Möglichkeit: Lieferung durch den Unternehmer, jedoch nach *Weisung* des Bestel-

lers. Bei der Verstärkung bestehender Tragwerke, wo *Stoffsysteme* zur Anwendung gelangen – sei es für die eigentliche Verstärkung, sei es für vorgängige Instandsetzungen – liegt die fachliche Zuständigkeit zur Bestimmung des Stoffsystems weitgehend beim Planer. Schliesst der Werkvertrag die Planung ein – Totalunternehmervertrag –, stellen sich diesbezüglich wenig Probleme, weil fachliche Zuständigkeit und Stofflieferung auf Seiten desselben Vertragspartners liegen. Anders verhält es sich, wenn der Planer im Auftrag des Bestellers tätig ist. Als dessen Vertreter führt er die Ausschreibung durch und bereitet die Arbeitsvergabe vor. Sein Leistungsverzeichnis enthält Angaben zur Stofflieferung, welchen der Charakter von *Weisungen* des potentiellen Bestellers zukommt. Daraus können sich Probleme der späteren Mängelhaftung ergeben, auf die im folgenden einzugehen ist.

Stellt der Unternehmer bereits im Stadium der Offertbearbeitung oder der Vertragsverhandlung fest, oder müsste er feststellen, dass die Weisung unzumutbar ist, den Erfolg der Verstärkungsarbeiten somit in Frage stellen könnte, so trifft ihn eine *vorvertragliche Aufklärungspflicht*. Verletzt er diese, so handelt er wider Treu und Glauben und wird dem Besteller gegenüber, als Ausfluss von ZGB 2 I, für den daraus entstehenden Schaden haftbar. Beharrt der Ausschreiber trotz erfüllter Aufklärungspflicht auf seiner Weisung, so fallen seine Mängelrechte als Besteller aus Werkvertrag wegen Selbstverschulden dahin.

Macht der Unternehmer die oben beschriebene Feststellung erst im Zuge der *Vertragsabwicklung*, so trifft ihn in der Regel die *Abmahnungspflicht* nach OR 369. Kommt er ihr nach, und beharrt der Besteller auf seiner Weisung, so verschuldet er einen daraus adäquat kausal entstehenden Werkmangel selbst, und der Unternehmer ist von seiner Haftung befreit.

Ausnahmsweise tritt die Haftungsbefreiung auch ohne Abmahnung ein, nämlich dann, wenn der Unternehmer die Unzumutbarkeit der Weisung nicht erkannt hat und sie nach dem vorauszusetzenden Stand seines Fachwissens auch nicht erkennen musste. Die Ausnahme gilt für den «artisan local», den Unternehmer als reinen Handwerker, hat somit für Tragwerksverstärkungen nur marginale Bedeutung.

4.8.3 Langzeitbeobachtungen und Mängelrechte

Der Zeitpunkt der Ablieferung des Werks bestimmt die *Prüfungsfrist*. Nach OR 367 I beginnt sie mit der Ablieferung, nach Art. 158 Abs.2 der SIA Norm 118 innert Monatsfrist. Die Prüfungsdauer bestimmt sich gemäss OR 367 I nach Verkehrsübung und Tunlichkeit. Diese richtet sich u.a. nach der Art des Werks. Bei Tragwerken kann die Prüfung Mess- und Belastungsproben einschliessen. – Zusammenfassend ist zu sagen, dass die Prüfung baldmöglichst nach der Ablieferung beginnen und von relativ kurzer, aber im Rahmen des Vernünftigen von grosszügig bemessener Dauer sein soll. Das Ergebnis der Prüfung zeigt, ob und welche *offenen Mängel* am Werk festgestellt worden sind.

Nun ist es bei Tragwerksverstärkungen oft mit den oben und in der juristischen Literatur erwähnten Mess- und Belastungsproben nicht getan. Auch wenn die Prüfungsfrist grosszügig bemessen ist, wird doch immer an relativ kurzfristig ablaufende Prüfungsvorgänge gedacht. Ob ein verstärktes Tragwerk die vorausgesetzte oder vertraglich umschriebene und vereinbarte Gebrauchsfähigkeit aufweist, zeigt sich jedoch oft erst anhand von Langzeitbeobachtungen, wie des Kriech- oder des Verhaltens unter Wetter- oder anderen korrodierenden Einwirkungen. Die Beobachtungszeit erstreckt sich über Jahre. Dabei sind offenbarende Mängel sind *geheime Mängel*, mithin solche, die bei der eingangs dargestellten Prüfung nicht erkennbar waren.

In rechtlicher Beziehung unterscheiden sich offene und geheime Mängel hinsichtlich der Genehmigung des Werks und der Verwirkung der Mängelrechte.

Die Genehmigung des Werks ist eine Erklärung des Bestellers, dass es frei von *offenen* Mängeln gelten soll. Er verwirkt damit seine Mängelrechte hinsichtlich der offenen, jedoch nicht der geheimen Mängel. Entdeckt er in der Folge geheime Mängel aufgrund von Langzeitbeobachtungen, so ist er nach OR 370 III verpflichtet, sie *sofort* anzuzeigen. Unterlässt er es, verwirkt er auch diese Mängelrechte.

Nicht verwirkte, somit nicht untergegangene Mängelrechte *verjähren* (zu Begriff und Wesen der Verjährung siehe 4.8.5). Wird für verjährte Rechte geklagt, kann der Beklagte die Einrede der Verjäh-

rung erheben. Die Verjährungsfrist beträgt für alle Mängelrechte nach OR 371 oder Art. 180 der SIA Norm 118 fünf Jahre nach Ablieferung/Abnahme des Werks (Ausnahme: Zehn Jahre für Mängel, die der Unternehmer absichtlich verschwiegen hat). Die zitierten Bestimmungen sind *dispositiv*, können somit von den Vertragsparteien verkürzt oder verlängert werden, dies gemäss OR 127 jedoch höchstens auf zehn Jahre.

Bei Tragwerksverstärkungen ist im Zusammenhang mit der geplanten Gebrauchsdauer vor Vertragsabschluss zu überlegen, ob die fünfjährige Verjährungsfrist für geheime Mängel ausreicht.

4.8.4 Produkthaftpflicht

Entsprechend der in 4.1.3 gegebenen Begriffsbestimmung verstehen wir unter Produkthaftpflicht das zivilrechtliche Einstehenmüssen für die schädlichen Folgen der Beschaffenheit eines Produktes. Als Produkt gilt nach Art. 3 Abs.1a des neuen Produkthaftpflichtgesetzes jede bewegliche Sache, auch wenn sie einen Teil einer andern beweglichen Sache oder einer unbeweglichen Sache bildet.

In 4.8.2 wurde auf die besondere Bedeutung der Stofflieferung bei Tragwerksverstärkungen hingewiesen. Oft stellen dabei eingesetzte Stoffe Produkte im Sinn von Stoffsystemen dar, die als Ergebnis engen Zusammenwirkens von Planer, Stoff- und Werkhersteller geliefert werden. Wer soll nun ins Recht gefasst werden können, und auf welcher Anspruchsgrundlage ist dies möglich, wenn ein Schaden auf die fehlerhafte Beschaffenheit des Stoffsystems oder eines seiner Bestandteile zurückzuführen ist?

Nicht immer besteht zwischen dem Geschädigten und allen in Betracht fallenden Schädigern eine vertragliche Beziehung. Die geeignete Rechtsgrundlage ist somit im Bereich der *ausservertraglichen* Schädigung zu suchen (siehe 4.1.3).

Gehen wir alsdann weiter zu 4.1.5, so stellen wir fest, dass Haftungstatbestände, welche ein persönliches Verschulden des Haftpflichtigen voraussetzen, offenbar zu kurz greifen. Den Bedürfnissen einer hochgradig technisierten Gesellschaft vermag nur eine Regelung auf der Grundlage der *Kausalhaftung* zu genügen.

Dies leistet das neue, seit 1. Januar 1994 geltende Produkthaftungsgesetz PrHG. Es handelt sich um ein Spezialgesetz, orientiert sich wesentlich an den Grundsätzen der EG-Produkthaftungs-Richtlinie und steht im Rang eines obligationenrechtlichen Nebengesetzes (siehe 4.1.3).

Nach Art.1 Abs.1a haftet der Hersteller für Personenschaden, nach Abs.1b für Sachschaden – für diese Schadensart jedoch nur, wenn eine Sache beschädigt oder zerstört wird, die nach ihrer Art gewöhnlich zum privaten Gebrauch oder Verbrauch bestimmt und vom Geschädigten hauptsächlich privat verwendet worden ist. Aufgrund dieser Einschränkung fallen Mängel *an einem verstärkten Tragwerk* wohl kaum in den Geltungsbereich des PrHG. Diesbezüglich bleibt der Geschädigte auf die werkvertragliche Mängelhaftung verwiesen.

Im Zusammenhang mit der Verstärkung bestehender Tragwerke konzentriert sich somit der Anwendungsbereich des PrHG auf *Personenschäden*. Anspruchsberechtigt ist jede Person, welche durch die fehlerhafte Sache einen direkten Schaden erlitten hat.

Das PrHG regelt die Haftung in ihrem Geltungsbereich anhand einer grundlegend neuen Konzeption. Das frühere Recht betrachtet das Problem der Produkthaftung vom Standpunkt des *Herstellers* aus, der ein Produkt im Hinblick auf den bestimmungsgemässen *Gebrauch* herstellt und vermarktet. Vorwerfbar sind Fehler, die er bei diesen Vorgängen begeht: bei der Konstruktion und Herstellung, bei der Instruktion oder in Verletzung seiner Produktbeobachtungspflicht. Obwohl zur Kausalhaftung fortentwickelt – man ist versucht zu sagen emporstilisiert –, verbirgt sich hinter den Fehlerkategorien eine Verschuldensvorstellung. «Fehler», die von dieser Vorstellung nicht gedeckt sind, die unvermeidlichen Ausreisser und die Entwicklungsgefahren, werden von der Haftungspflicht nicht erfasst.

Anstelle des Herstellers geht das PrHG vom Standpunkt des *Verwenders* aus. Nach Art.4 Abs.1 ist ein Produkt dann fehlerhaft, wenn es *nicht die Sicherheit bietet, die man unter Berücksichtigung aller Umstände zu erwarten berechtigt ist*. Es folgt eine nicht abschliessende Aufzählung solcher Umstände. Die Zuordnung eines Fehlers in eine Kategorie erübrigt sich. Der offene Rechtsbegriff der berechtigten Erwartung des Verwenders wird durch die

Rechtsprechung auszulegen sein. Zweifellos sind dabei auch die vorauszusetzenden Fachkenntnisse und Erfahrungen des spezifischen Benutzerkreises in Erwägung zu ziehen.

Der Kreis der *Haftungssubjekte* ist weit gezogen. Er umfasst nach Art.2 Abs.1 den Hersteller (Endprodukt, Grundstoff, Teilprodukt), den Quasihersteller (denjenigen, der seinen Namen, sein Waren- oder anderes Erkennungszeichen auf dem Produkt anbringt und sich damit als Hersteller ausgibt), grundsätzlich den Importeur und nach Abs.2 sekundär jeden Lieferanten.

4.8.5 Die Verjährung vertraglicher Ersatzforderungen an den Ingenieur

Wie grundsätzlich jede Forderung, unterliegen auch *Ersatzforderungen* der Verjährung. In der Bauhaftpflicht kommt diesem Rechtsinstitut grosse Bedeutung zu. Der vorliegende Abschnitt handelt von Begriff und Wesen der Verjährung, von den Verjährungsfristen und von der Wirkung der Verjährung.

a) Begriff und Wesen der Verjährung

Eine Ersatzforderung ist das klagbare Recht einer Person gegenüber einer oder mehreren anderen auf Ersatzleistung. Die Verjährung tangiert nicht das Recht als solches, sondern dessen Klagbarkeit. Dem Rechtsinstitut der Verjährung liegt die Überlegung zugrunde, im Interesse der Rechtssicherheit solle ein Gläubiger nicht unbeschränkt lange warten dürfen, bis er zur Durchsetzung seines Rechts gegenüber einem Schuldner schreitet. – Auch mit Eintritt der Verjährung fällt jedoch die Klagbarkeit der Forderung nicht einfach dahin, sondern sie wird der Bedingung unterworfen, dass der Schuldner auf die Klage nicht die *Einrede der Verjährung* erhebt. Anders gesagt: dem Recht des Gläubigers einer verjährten Forderung wird im Klagefall das *Recht des Schuldners* entgegengestellt, Verjährungseinrede zu erheben. Durch die Einrede wird das Recht des Klägers nicht beseitigt, wohl aber seine Wirkung *'entkräftet'*. In diesem Sinn kann die Verjährung umschrieben werden als *Entkräftung einer Forderung durch Zeitablauf*.

b) Verjährungsfristen

Wie wird nun dieser 'Zeitablauf' konkretisiert? Mit anderen Worten: Wie lange ist die Verjährung

rungsfrist, und wann beginnt sie zu laufen? Die gesetzliche Grundlage liefert OR 127 I: «Mit Ablauf von zehn Jahren verjähren alle Forderungen, für die das Bundeszivilrecht nicht etwas anderes bestimmt.» Die Verjährungsfristen beginnen mit der Fälligkeit der Forderung zu laufen. Die Rechtslehre bezeichnet die Zehnjahresfrist als die *ordentliche*, die anderen als *ausserordentliche Verjährungsfristen*.

Im Zusammenhang unserer Thematik, *Beurteilung* und *Verstärkung* eines bestehenden Tragwerks, müssen wir die Frage der Verjährungsfristen je getrennt betrachten.

Der Vertrag zur *Beurteilung* untersteht dem Recht des einfachen Auftrags nach OR 394ff. (siehe 4.3.1). Es enthält keine 'andere Bestimmung' im Sinne von OR 127 I. Der Ingenieur erfüllt seine letzte Hauptleistung mit der Ablieferung seines Schlussberichtes (siehe 4.3.8), und damit werden die gegenseitigen Forderungen fällig. Somit gilt für die Beurteilung eines bestehenden Tragwerks die ordentliche Verjährungsfrist von zehn Jahren, und sie läuft vom Tage der Ablieferung des Schlussberichtes an. – Art 1.8 Zf.1 der SIA Ordnung 103 rekapituliert den Inhalt der gesetzlichen Regelung.

Die rechtliche Zuordnung des Ingenieurvertrages zur *Verstärkung* eines bestehenden Tragwerks ist umstritten (siehe 4.7.1) und hängt überdies von der Organisationsform ab, in welche die Ingenieurleistungen eingebunden sind (siehe 4.7.2 – 4.7.4). Unabhängig von diesen Unbestimmtheiten gilt jedoch bezüglich der Verjährung der Ingenieurleistungen grundsätzlich die Bestimmung des Werkvertragsrechts OR 371 II, welche eine *ausserordentliche* Verjährungsfrist von *fünf* Jahren festlegt. Dieser gesetzlichen Bestimmung folgt Art. 1.8 Zf.2 der SIA Ordnung 103.

Im Unterschied zu der im vornherein klaren Rechtslage bei der *Beurteilung* bestehender Tragwerke ergibt sich jedoch bei der *Verstärkung* eine Komplikation: Das gesamte Werkvertragsrecht, mithin auch OR 371 II, ist *dispositiv* (siehe 4.6.2), d.h. es kann durch einzelvertragliche Abreden *geändert* werden, sofern sich diese im Rahmen der allgemeinen Schranken der Rechtsordnung und übergeordneter Gesetzesbestimmungen bewegen. Für die Verjährungsfrist bedeutet dies, dass die gesetzlich (dispositive) Fünfjahresfrist durch die Vertragsparteien verkürzt oder – praktisch viel

bedeutsamer – verlängert werden kann bis höchstens zur 'ordentlichen' Frist von zehn Jahren.

Der von der Rechtsordnung im Rahmen der Privatautonomie eingeräumte Freiraum spielt bei Ingenieurverträgen eine grosse Rolle. Insbesondere machen solche Verwaltungen und Unternehmungen, die häufig bauen, von dieser Möglichkeit dadurch Gebrauch, dass sie eigene vorgeformulierte Allgemeine Geschäftsbedingungen zu Bestandteilen ihrer Ingenieurverträge erheben. Darin figurieren etwa Bestimmungen, welche den zeitlichen Rahmen für die haftpflichtrechtliche Inanspruchnahme des Ingenieurs ausdehnen. Dies kann entweder durch eine Verlängerung der Verjährungsfrist erfolgen. Oder es wird durch eine Vereinbarung bewerkstelligt, wonach die Fälligkeit der Forderung und damit der Beginn der Verjährungsfrist hinausgeschoben werden, z.B. von der Abnahme der Tragwerksverstärkung als Teil eines Umbaus bis zur Abnahme des Umbaus als ganzen.

Dem Ingenieur als Partner eines Vertrages zur Planung und Bauleitung einer Tragwerksverstärkung ist beim Eingehen solcher Bestimmungen zu grösster Vorsicht zu raten, denn er läuft Gefahr, seine Stellung im Schadenfall in zweierlei Hinsicht entscheidend zu verschlechtern. Erstens deckt die Berufshaftpflichtversicherung des Ingenieurs im allgemeinen nur *gesetzliche* und nicht darüber hinausgehende vertragliche Ansprüche. Sodann wird der Grund unterlaufen, welcher den Gesetzgeber seinerzeit bewog, in OR 371 II die Verjährungsfrist für die Planungsarbeit mit derjenigen für die Herstellung zu synchronisieren: damit sollte nämlich vermieden werden, dass der Planer allfällige Regressansprüche an den Unternehmer nicht mehr geltend machen kann, weil Forderungen diesem gegenüber bereits verjährt sind. Dies ist auch heute aktuell, indem die SIA 118 in Art. 180 Abs.1 – übereinstimmend mit dem OR – die Verjährung der Mängelrechte des Bauherrn gegenüber dem Unternehmer auf fünf Jahre festlegt.

c) Wirkung der Verjährung

Die Verjährung einer Forderung bewirkt das Recht des Schuldners, dem Gläubiger, der die Forderung einklagt, die *Einrede der Verjährung* entgegenzuhalten. Ob der Schuldner von diesem Recht Gebrauch macht, ist ihm allein vorbehalten. Der Richter darf nach OR 142 die Verjährung nicht von Amtes wegen berücksichtigen. Andererseits kann der Schuldner auf die Einrede verzichten. Der *Ein-*

redeverzicht spielt in der Bauhaftpflicht eine wichtige Rolle.

Die meisten Streitfälle um Ersatzforderungen aus Ingenieurverträgen werden nämlich durch Vergleich erledigt. Oft nehmen Vergleichsverhandlungen geraume Zeit in Anspruch, und die Ersatzforderung des Bauherrn droht zu verjähren. Um dies zu verhüten, bestehen zwei Möglichkeiten: Der Bauherr reicht gegen den Ingenieur Klage ein, wodurch die Verjährungsfrist von Gesetzes wegen unterbrochen wird. Oder der Ingenieur unterzeichnet eine Erklärung, wonach er während einer bestimmten Zeit auf die Erhebung der Verjährungseinrede verzichtet. Diese Variante rettet die Vergleichsverhandlungen über die Klippe der Verjährung hinweg und bewahrt die Parteien während der vereinbarten Zeit vor den Risiken und der Eigendynamik der prozessualen Auseinandersetzung.

Literatur zu Kapitel 4

- Brehm, R.:
Kommentar zu Art. 58-61 OR
Berner Kommentar Bd VI/1/3/1, Lieferung 4,
Bern 1990
- Briner, H.:
Die Architekten- und Ingenieurverträge im
einzelnen, in:
Das private Baurecht in der Schweiz
(Hrsg. Martin Lendi/Daniel Trümpy/Urs Ch.
Nef), Zürich 1994
- Bucher, E.:
Schweizerisches Obligationenrecht
Allgemeiner Teil, 2. Auflage, Zürich 1988
- Derendinger, P.:
Die Nicht- und die nichtrichtige Erfüllung des
einfachen Auftrages, 2. Auflage
Freiburg, 1990
- Engeler, P.:
Rechtsaspekte beim Planen und Bauen
Dietikon/Zürich 1992
- Fellmann, W.:
Der einfache Auftrag, Berner Kommentar
Bd. VI/2/4, Art. 394-406 OR, Bern 1992
- Fellmann, W./von Büren-von Moos, G.:
Grundriss der Produktehaftpflicht
Bern 1993
- Gauch, P.:
Der Werkvertrag
3. Auflage, Zürich 1985
- Gauch, P.:
Kommentar zur SIA-Norm 118, Art. 157–190
bzw. 38–156
Zürich 1991 bzw. 1992
- Gautschi, G.:
Der einfache Auftrag Berner Kommentar
Bd. VI/2/4, Art. 394-406 OR, 3. Auflage
Bern 1971
- Hess-Odoni, U.:
Bauhaftpflicht. Haftpflichtrecht des Grund-
eigentümers und des Bauherrn sowie der
Planer und Unternehmer
Dietikon 1994

- Keller, A.:
Haftpflicht im Privatrecht, 4. Auflage
Bern 1979
- Keller, M. und Gabi, S.:
Das Schweizerische Schuldrecht
Band II Haftpflichtrecht, 2. Auflage
Basel und Frankfurt a.M. 1988
- Kramer, E. A. und Schmidlin, B.:
Allgemeine Einleitung in das schweizerische
Obligationenrecht und Kommentar zu
Art. 1–18 OR Berner Kommentar Bd. VI/1/1
Bern, 1986
- Meier-Hayoz, A./Forstmoser, P.:
Grundriss des schweizerischen Gesellschafts-
rechts, 6. Auflage
Bern 1989
- Oftinger, K.:
Ausgewählte Schriften
Zürich 1978, S. 237ff.
- Oftinger, K./Stark, E. W.:
Schweizerisches Haftpflichtrecht, Besonderer
Teil Band II/1, 4. Auflage
Zürich 1987 und Band II/3, 4. A. Zürich 1991
- Pelloni, G.:
Privatrechtliche Haftung für Umweltschäden
und Versicherung
Zürich 1993
- Petitpierre, D.:
Zivilrechtliche Haftpflicht für Umweltschädi-
gungen nach schweizerischem Recht
Basel und Frankfurt a.M. 1993
- Riemer, H. M. u.a.:
Übungen im Zivilgesetzbuch,
Zürich 1991, Fall 71
- Schumacher, R.:
Die Haftung des Architekten aus Vertrag, in:
Das Architektenrecht/Le droit de l'architecte
(Hrsg. Peter Gauch / Pierre Tercier)
Freiburg 1986
- Stauder, B.:
Schweizerische Produkthaftung im
europäischen Umfeld, in: ZSR NF 109 (1990),
I/4, S. 363ff.
- Tausky, R.:
Die Rechtsnatur der Verträge über die
Planung von Bauwerken
Zürich 1991
- Tausky, R.:
Betontragwerke mit Aussenbewehrung,
Basel 1993
- von Tuhr/Peter:
Allgemeiner Teil des Schweizerischen
Obligationenrechts, 3. Auflage
Zürich 1979, Neudruck 1984
- Zeltner, U.:
Die Mitwirkung des Bauherrn bei der
Erstellung des Bauwerks
Freiburg 1993

5 Verstärkungssysteme

5.1 Verstärken ist nicht immer «stärker» machen	67
5.2 Überblick über Verstärkungssysteme	67
5.3 Kriterien zur Wahl des Systems	68
Literatur zu Kapitel 5	69

5 Verstärkungssysteme

5.1 Verstärken ist nicht immer «stärker» machen

Das Tragverhalten eines Bauteils beinhaltet immer Kraft und Verformung. Wie für den Neubau gilt auch für eine Verstärkung als Grundsatz, dass sich ein Bruch durch frühzeitig erkennbare Verformungen ankündigen soll. Nur dann ist eine Reaktion auf ein drohendes Versagen rechtzeitig möglich. Neben dem Gleichgewichtszustand ist der Duktilität grösste Beachtung zu schenken.

Eine Einwirkung kann als Last, als aufgezwungene Verformung oder als Impuls auftreten. Bei letzterem ergibt sich eine direkte Abhängigkeit von Beanspruchung und Verformung.

Für viele Arten der Einwirkungen lässt sich eine ungenügende Konstruktion durch Verstärkung des Tragwerks in Ordnung bringen.

Nicht immer ist jedoch eine solche Verstärkung auch für aussergewöhnliche Einwirkungen im Sinne von SIA 160 ebenfalls die richtige Lösung. Bei aufgezwungenen Verformungen und Schwingungen wird die Beanspruchung vom Verformungsverhalten des Tragwerks selbst direkt beeinflusst. Es stellt sich vorrangig die Frage einer zweckmässigen Anpassung der *Tragwerkssteifigkeit* und des *plastischen Verformungsvermögens (Duktilität)*. Eine Versteifung der Konstruktion erhöht z.B. die Eigenfrequenz des Tragwerks und beeinflusst damit beträchtlich das Schwingungsverhalten. Oft ist die Abminderung der Tragwerkssteifigkeit der bessere Weg. Im Zusammenhang mit erdbebengefährdeten Bauwerken genügt der statische Vergleich von Tragwiderstand und Einwirkung nicht mehr.

Die Probleme der Sicherung von Tragwerken gegen Anprall, Explosionen, Erdbeben, etc. ist recht komplex und lässt sich hier nicht adäquat behandeln.

Die Schweizer Gruppe für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) beschreibt in der Dokumentation SIA D097 *Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke* sehr ausführlich die wesentlichen Unterschiede bei der Beurteilung bestehender Bauwerke bezüglich der statischen Tragsicherheit und der Gebäudesicherheit in bezug auf Erdbeben-Einwirkungen. Der interessierte Leser findet dort ebenfalls um-

fangreiche Hinweise auf Verstärkungsmassnahmen und -systeme.

Wenn in dieser Dokumentation von Tragsicherheit und von Verstärken von Tragwerken die Rede ist, so sind darunter immer statische Probleme zu verstehen.

5.2 Überblick über Verstärkungssysteme

Es existieren viele unterschiedliche Verstärkungsmethoden. Verstärkt werden kann, indem mangel- oder schadhafte Elemente ersetzt werden, indem zusätzliche Tragelemente hinzugefügt oder indem die Lasten durch künstlich aufgezwungene Verformungen umverteilt werden. Der grundsätzliche Unterschied der verschiedenen Methoden zur Verstärkung bestehender Bauwerke besteht darin, ob das verwendete System *aktiv* oder *passiv* verstärkt. Hat die Verstärkungsmassnahme die Sicherung des Tragwiderstandes zum Ziel genügt in der Regel eine *passive* Verstärkung mit nachträglichem Kraftschluss zwischen altem und neuem Teil. Es kann dabei aber geschehen, dass der alte Teil sogar die Eigenlasten des verstärkenden Teil zu tragen hat. In Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses von altem und neuem Teil wird nur ein Teil der Verkehrslast von der Verstärkung übernommen. Damit sich die Verstärkung an der Lastabtragung beteiligt, ist eine Laststeigerung, d.h. eine zusätzliche Verformung des alten Bauteils notwendig.

Daraus ist ersichtlich, dass eine *passive* Verstärkung für die Gewährleistung eines dauerhaften Gebrauchszustandes nur bedingt zulässig ist. Hier spielt die Verträglichkeit eine wichtige Rolle. Muss für die Erhaltung oder gar die Wiederherstellung der Gebrauchstauglichkeit gesorgt werden, muss *aktiv* verstärkt werden. Um die Eigenlasten aktivieren zu können, muss die alte Konstruktion entweder entlastet oder es müssen Verformungen eingetragen werden. Dies geschieht meist durch Vorspannung.

In den nachstehenden Kapiteln wird auf folgende Systeme näher eingegangen:

- Verstärkung mit Beton
- Verstärkung mit Profilstahl und Stahllamellen
- Verstärkung mit Vorspannung
- Verstärkungen im Grundbau

5.3 Kriterien zur Wahl des Systems

Die generellen Anforderungen an Verstärkungssysteme – insbesondere im Hinblick auf die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit – beziehen sich immer auf die Restnutzungsdauer des Bauwerkes. Das Mass der Anforderungen kann somit von denjenigen an Neubauten abweichen.

Das Gebiet möglicher Verstärkungsmassnahmen ist umfangreich und zwingt zu einer sorgfältigen Wahl des für das gegebene Problem geeigneten Systems. In den folgenden Kapiteln, die die häufigsten Verstärkungssysteme behandeln, wird auf die typischen Anwendungsgebiete der jeweiligen Verstärkungsart im Detail eingegangen. Hier sollen deshalb nur allgemein gültige Kriterien bei der Vorauswahl zusammengestellt werden.

a) Betriebliche Voraussetzungen und Einschränkungen

Während bei Neubauten die Erfordernisse der Statik in der Planung berücksichtigt werden können, beeinflussen bei bestehenden Bauwerken die angetroffenen Gegebenheiten die Wahl allfällig notwendiger Verstärkungsmassnahmen.

Die Einhaltung lichter Höhen in Hochbauten oder unter Brücken und die Vorgabe von Lichtraumprofilen etwa in Tunnels oder entlang von Stützmauern können die zur Verfügung stehende Bauhöhe der Verstärkung einschränken.

In sehr vielen Fällen müssen die sichernden und erneuernden Arbeiten unter Aufrechterhaltung der Nutzung des Objektes oder eines Teilbetriebes ausgeführt werden – im übrigen oftmals gleichzeitig der Grund, warum saniert und nicht abgebrochen und neu gebaut wird.

b) Möglichkeiten der Ausführung

Ein besonders bedeutsames Kriterium zur Wahl eines Verstärkungssystems ist die Gewährleistung einer einwandfreien Ausführung. Gute Zugänglichkeit und die Qualität der Arbeitsbedingungen bilden die dazu notwendigen Voraussetzungen.

c) Verträglichkeit der Baustoffe

Grundsätzlich sind Verstärkungsmassnahmen vorzuziehen, die dem Bestehenden im Hinblick auf die verwendeten Baustoffe nahe kommen. Die verstärkenden Teile verhalten sich so am ehesten konform zum bestehenden Bauwerk. Selbstverständlich ist dieser Grundsatz nicht immer einzuhalten. Machen besondere Umstände andere Lösungen notwendig, ist der Baustoff-Verträglichkeit besondere Beachtung zu schenken. Ist doch beispielsweise beim Verbund von altem und neuem Beton trotz «gleichem» Baustoff die Verträglichkeit nicht ohne weiteres gegeben – wie Abschnitt 6.2 zeigt. Verträglichkeitsprobleme tauchen insbesondere auch bei der Verstärkung von Mauerwerk auf.

d) Verhältnis von Kosten und Nutzen

Wie in Abschnitt 9.5.3 sehr deutlich am Beispiel von Verstärkungen im Grundbau dargelegt wird, sollte den Überlegungen des Ingenieurs die Frage nach den Kosten und dem Nutzen seiner Problemlösung immer auch zugrunde liegen. Dabei darf man sich nicht auf die Investitionskosten beschränken, sondern muss auch die Betriebskosten – spätere Überwachungs- und Unterhaltsarbeiten – berücksichtigen. Auch hier sollte der Blick auf die vereinbarte Restnutzungsdauer gerichtet sein. Anforderungen und Qualität sollen nicht auf ein Maximum, sondern auf ein realistisches Optimum ausgerichtet sein.

e) Weitere Kriterien

Die Liste der Auswahlkriterien für das geeignete Verstärkungssystem ist so umfangreich wie die Anzahl Probleme, die bei der Verstärkung eines bestehenden Bauwerkes auftreten können. Sie kann deshalb niemals – schon gar nicht in Form einer abschliessenden Checkliste – vollständig vorgelegt werden. Es seien hier deshalb zur Anregung nur noch einige weitere, unter Umständen zu beachtende Punkte aufgeführt.

- Bauphysik
- Verhalten bei Brand
- Kontrollierbarkeit und Zugänglichkeit
- Unterhalt
- Ästhetik

Literatur zu Kapitel 5

SIA D097:

Verstärkungsmassnahmen für erdbeben-
gefährdete Bauwerke, 1993

Jungwirth, Beyer, Grübel:

Dauerhafte Betonbauwerke
Beton-Verlag, Düsseldorf, 1986

Jungwirth, Bridge:

Rehabilitation, Darmstadt, 1992

FIP:

Guide to good practice, Repair and streng-
thening of concrete structures, 1991

6 Verstärkung mit Beton

6.1 Problemstellung	73
6.1.1 Verbundwirkung	73
6.1.2 Abgrenzung	74
6.1.3 Massnahmenplanung	75
<hr/>	
6.2 Baustoffe	75
6.2.1 Anforderungen	75
6.2.2 Kenntnis des Bestehenden	76
6.2.3 Wahl der Betonsorten	77
<hr/>	
6.3 Verbund Beton mit Beton	77
<hr/>	
6.4 Verbund Beton mit Stahl	82
<hr/>	
6.5 Verbund Beton mit Holz	85
<hr/>	
Literatur zu Kapitel 6	87

6 Verstärkung mit Beton

6.1 Problemstellung

Die Zustandsaufnahme und die Nachrechnung eines bestehenden Bauwerkes haben ergeben, dass sich als bauliche Massnahme eine Verstärkung zum Erhalt der Tragsicherheit oder der Gebrauchstauglichkeit als notwendig erweist. Weitverbreitet findet in solchen Fällen Beton Verwendung:

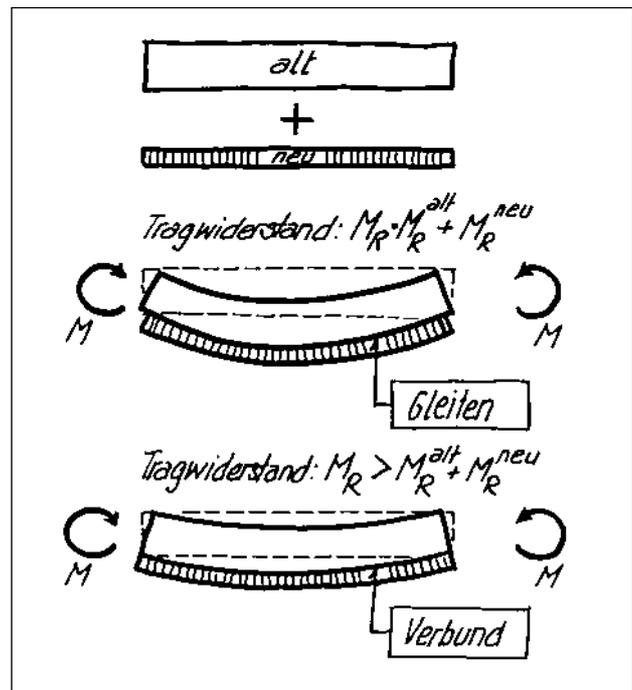
- Der Beton lässt sich in jede beliebige Form giessen. Beton passt sich also an die bestehende Tragstruktur an.
- Der Beton ist auch in kleinen Chargen transportierbar. Mit Beton können somit unzugängliche und verwinkelte Strukturen verstärkt werden.
- Der Beton ist von Natur aus ein Verbundwerkstoff: der Zementstein verbindet die Zuschlagstoffe. Im Stahlbeton herrscht darüberhinaus Verbund zwischen dem Beton und der Bewehrung.

6.1.1 Verbundwirkung

Es sind nicht nur Betonbauten, die solcherweise verstärkt werden, sondern auch Stahl- und Holzbauten lassen sich ebenso mit Beton ergänzen. Wenn ein Tragwerk mit Beton verstärkt werden soll, heisst das in der Regel, dass neue Bauteile mit alten zusammengefügt werden. Das alleinige Zusammenfügen von alten und neuen Bauteilen bringt wohl eine Steigerung des Tragwiderstandes, genügt aber in der Regel nicht. Jeder Bauteil arbeitet nämlich für sich selbst; die Verformungen der einzelnen Bauteile sind nur teilweise untereinander gekoppelt. In einem Biegeträger beispielsweise, wie er in Figur 6.1 dargestellt ist, weisen unter Last der alte und neue Bauteil die gleichen Durchbiegungen auf. In der Kontaktfläche gleiten der alte und neue Bauteil jedoch aneinander. Der Tragwiderstand des Gesamtsystems setzt sich additiv aus dem Tragwiderstand des alten und des neuen Bauteiles zusammen. Erst wenn in der Kontaktfläche Verbund zwischen dem alten und neuen Bauteil hergestellt wird, kann der Tragwiderstand markant gesteigert werden oder umgekehrt können die Verformungen verringert werden.

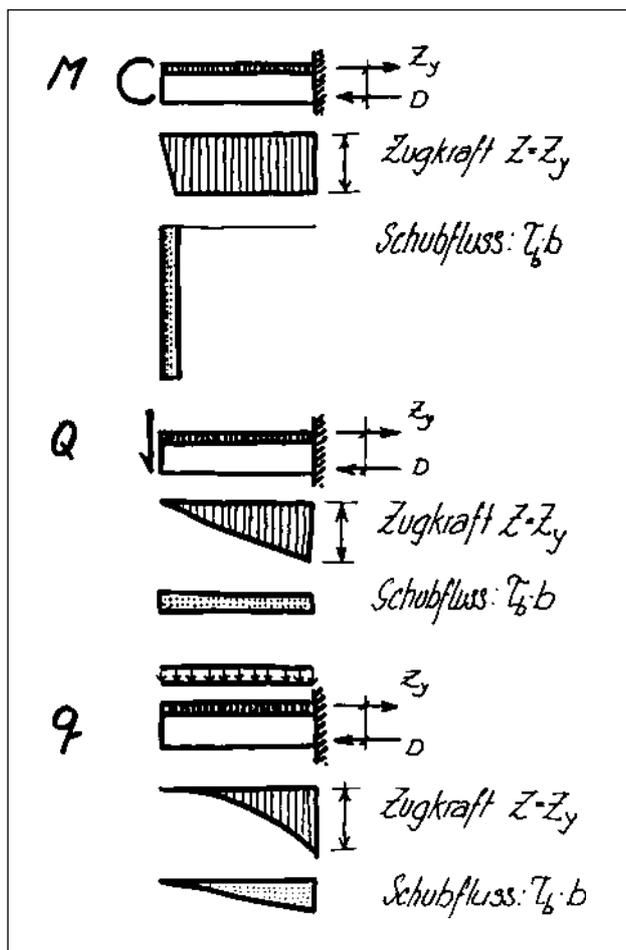
Wenn der Verbund in der Kontaktfläche vollkommen ist und kein Gleiten mehr auftritt, wird von starrem Verbund gesprochen. Heute sind nun

in den verschiedenen Bauweisen Systeme sowohl mit starrem als auch mit losem Verbund eingeführt.



Figur 6.1:
Zusammenspiel von alt-neu

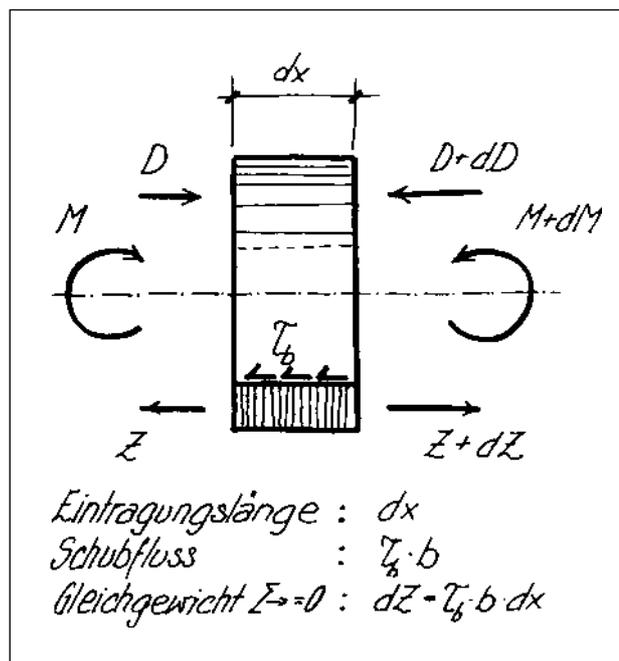
Das Kräftespiel in der Kontaktfläche bei starrem Verbund wird anhand eines Beispiels, das in Figur 6.2 dargestellt ist, erläutert. Ein Kragarm mit Verbundquerschnitt werde in seinem Einspannquerschnitt bis zu seinem Tragwiderstand beansprucht. Im oberen, auf der Zugseite liegenden, neuen Bauteil wird unter dieser Beanspruchung die Zugfliesskraft erreicht. In den übrigen Querschnitten entspricht die Zugbeanspruchung dem Verlauf des Biegemomentes. Sie verschwindet ganz am freien Balkenende. Der untenliegende, alte Bauteil wird aus Gleichgewichtsgründen auf Druck beansprucht. Die Zugkraft, die sich vom freien Balkenende bis zur Einspannstelle aufbaut und in jedem Querschnitt mit der Druckkraft im Gleichgewicht steht, muss in der Kontaktfläche übertragen werden können. Ihr Gesamtwert ist bei voller Ausnützung des Einspannquerschnittes unabhängig von der Art der äusseren Einwirkung immer gleich der Zugfliesskraft. Hingegen ändert ihre Verteilung über die Balkenlänge je nach Art der Einwirkung und Krafteinleitung. Bei einem



Figur 6.2:
Anwendungsbeispiel Kragarm

Biegemoment, das am Balkenende angreift, muss die Zugkraft unmittelbar über eine sehr kurze Länge eingetragen werden. Bei einer Einzellast verteilt sich die Kraftübertragung in der Kontaktfläche gleichmässig über die Länge. Im Falle einer verteilten Belastung nimmt die Krafteintragung und damit auch die Beanspruchung in der Kontaktfläche stetig zu. Sie ist also proportional zur Querkraft.

Der kraftschlüssige Verbund zwischen dem alten und neuen Bauteil kann sowohl flächenhaft als auch punktuell erreicht werden. Der flächenhafte Verbund ist in der Betonbauweise üblich. Bei Stahlbauten findet häufig der punktuell Verbund Verwendung. Die Beanspruchung in der Kontaktfläche wird im Falle des Nachweises der Tragsicherheit mit Vorteil mit Hilfe der Plastizitätstheorie



Figur 6.3:
Kräftepiel in der Kontaktfläche, starrer Verbund

bestimmt. Die Verformungen für den allenfalls erforderlichen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit werden nach der Elastizitätstheorie berechnet. Die für die Berechnung der Schnittkräfte und Spannungen notwendigen Gleichgewichtsbedingungen an einem Stabelement mit der Länge dx sind in der Figur 6.3 aufgeführt.

6.1.2 Abgrenzung

Die Verstärkung mittels kraftschlüssigem Verbund zwischen alten und neuen Bauteilen zur Erhöhung des Tragwiderstandes stellt eine – wenn auch aus Ingenieursicht – der wesentlichsten Zielsetzung dar. Es erweist sich jedoch oft als notwendig, beschädigte oder mangelhafte Bauteile durch neue Bauteile zu ergänzen, ohne dass dieselben eine bedeutende Tragfunktion übernehmen müssen. Diese Art von Instandsetzung muss als zweite Zielsetzung für das monolithische Zusammenwirken von alt und neu erwähnt werden. In der Betonbauweise wird auch von der Reprofilierung gesprochen. Anwendungen, Methoden und Vorgehen für Instandsetzungsarbeiten im Tiefbau sind in «Schutzsysteme im Tiefbau» (IP-Bau, 1992) eingehend behandelt.

6.1.3 Massnahmenplanung

Die umfassende Problemanalyse und das Einleiten adäquater Massnahmen, deren korrekte Umsetzung während der Ausführung auch kontrolliert werden, führen zum Erfolg der Verstärkung. Als Massnahmen stehen im Vordergrund:

- Dem Problem entsprechende Wahl des Verbundsystems
- Die saubere konstruktive Durchbildung
- Die ausreichende Bemessung
- Die sorgfältige Baustoffwahl für die zu ergänzenden Bauteile
- Die fachgerechte Ausführung

Gerade bei der Verstärkung bestehender Tragwerke mit Beton spielt die sorgfältige Baustoffwahl eine aussergewöhnliche Rolle. Denn es gilt neben den Anforderungen an den für die Verstärkung verwendeten Baustoff auch den Eigenschaften des Bestehenden Beachtung zu schenken, damit ein einwandfreies Zusammenwirken gesichert ist. Deshalb werden im unmittelbar nachfolgenden Abschnitt zuerst die Anforderungen an den Baustoff Beton für die Verstärkung diskutiert. Die spezifischen Fragen der Verbundwirkung und deren Lösungen werden in den daran anschliessenden Abschnitten über die einzelnen Verbundsysteme behandelt.

6.2 Baustoffe

6.2.1 Anforderungen

Von Tragwerken wird erwartet, dass sie tragsicher sind und dem Gebrauch genügen. Daraus leiten sich auch die Anforderungen an den Baustoff Beton ab. Dessen Festigkeit leistet den Beitrag an die Tragsicherheit. In bezug auf die Gebrauchstauglichkeit muss der Beton allenfalls zusätzliche, besondere Eigenschaften aufweisen. Je nach Anwendung muss er dicht, gegenüber Frost und/oder Tausalzeinwirkungen beständig, gegen Abrieb fest oder letztlich chemisch beständig sein. Diese Eigenschaften werden sowohl von Beton für Neubauten als auch von Beton für Verstärkungen gefordert.

Neben diesen Anforderungen an den Beton im allgemeinen muss bei Verbundsystemen aber insbesondere die Verträglichkeit des Betons für die Verstärkung mit dem Baustoff der bestehenden Tragstruktur gewährleistet sein. Die Verträglichkeit richtet sich gemäss Figur 6.4 auf:

- Das Verformungsverhalten

In der Regel weisen die alten und neuen Bauteile nicht dasselbe Verformungsverhalten auf. Das Spannungs-Dehnungsverhalten kann unterschiedlich sein. Oder die Verformungen unterscheiden sich bei Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen. Beton aber auch Holz schwinden und kriechen. Alle diese aufgezählten Eigenschaften bezüglich dem Verformungsverhalten bestimmen vornehmlich die Kriterien bei der Baustoffwahl hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit des Tragwerkes.

Aber nicht nur die Verformungen und somit die Gebrauchstauglichkeit des Tragwerkes werden dadurch beeinflusst, sondern auch die Dauerhaftigkeit kann gravierend beeinträchtigt werden, wenn nämlich beispielsweise infolge von Zwängungen zwischen neuem und altem Bauteil nachteilige Risse entstehen oder sogar Ablösungen des neuen vom alten Bauteil stattfinden.

Der Tragwiderstand wird durch das unterschiedliche Verformungsverhalten der alten und neuen Bauteile in der Regel nicht beeinflusst, sofern das plastische Verformungsvermögen bis zum Bruch vorhanden ist. Wenn aber die soeben aufgeführten Schäden die Dauerhaftigkeit und den Verbund

beeinträchtigen, kann dadurch auch der Tragwiderstand reduziert werden.

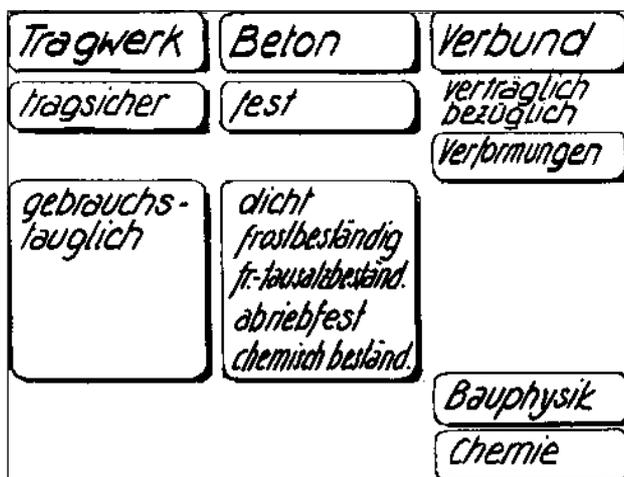
- Das bauphysikalische Zusammenwirken

Das Auftragen einer neuen Betonschicht kann das bauphysikalische Verhalten des Gesamttragwerkes grundsätzlich verändern. Die unterschiedliche Dichtigkeit der einzelnen Schichten beeinflusst den Stofftransport (Feuchtigkeit und Gase) im Tragwerk. Eine dichte, neue Schicht verhindert wohl das Eindringen der Schadstoffe von der Oberfläche her. Bei umgekehrter Transportrichtung können sich aber Stoffe im alten Bauteil anreichern und dort zu Schädigungen führen.

- Die gegenseitige chemische Beeinflussung

Die chemische Verträglichkeit will abgeklärt sein. Es ist beispielsweise bekannt und wurde im Rahmen des Kurses «Schutzsysteme im Tiefbau» (IP-Bau, 1992) eindrücklich dargelegt, dass zementgebundene Mörtel und Betone in der Anwendung für Mauerwerksverstärkungen die ursprünglich vorhandenen Natursteine schwerwiegend beschädigen können.

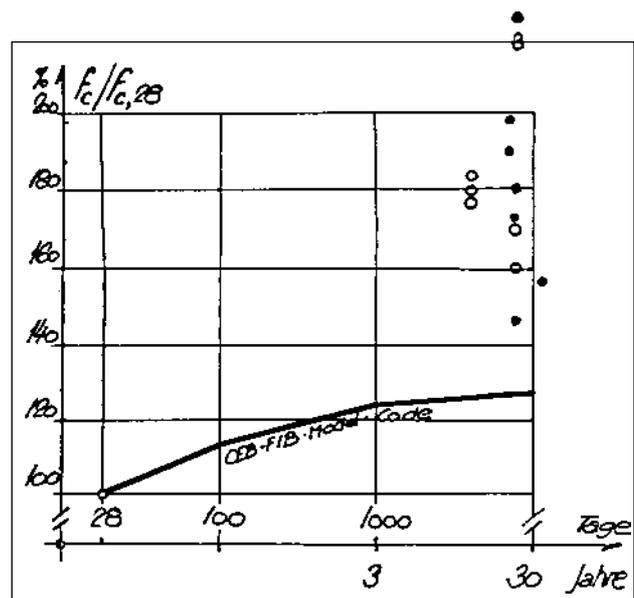
Letztlich sind bei der Baustoffwahl auch die Anforderungen hinsichtlich der Ausführung zu beachten. Es sind dies der Einsatzort, die Zugänglichkeit und die Exposition, die erwogen werden müssen. Ebenso spielt die Schicht- bzw. Bauteilstärke eine massgebliche Rolle bei der Baustoffwahl.



Figur 6.4 Anforderungen an den Beton

6.2.2 Kenntnis des Bestehenden

Wenn ein bestehender Betonbau verstärkt werden soll, ist zu beachten, dass sich die ursprünglichen Betoneigenschaften im Laufe der Zeit geändert haben. Die Betonfestigkeit beispielsweise nimmt zu und entsprechend steigt auch der Elastizitätsmodul. Nach (CEB, 1990) strebt die Festigkeit einem Endwert zu, der ungefähr 30% über dem Nominalwert nach 28 Tagen liegt. Die entsprechende Kurve ist in der Figur 6.5 aufgezeichnet. Beispiele von gemessenen Festigkeitsentwicklungen sind in der Figur 6.5 ebenfalls eingetragen. Die Resultate dieser Messungen liegen über dem rechnerisch, geschätzten Wert. Es muss aber einschränkend hervorgehoben werden, dass der Alterungsprozess nicht à priori eine positive Entwicklung der Betoneigenschaften nach sich zieht. Die Betoneigenschaften werden massgeblich durch das Betongefüge bestimmt. Physikalische und/oder chemische Einwirkungen, wie beispielsweise Frost und Tausalz, können nun Gefügestörungen verursachen, die eine nachteilige Entwicklung der Betoneigenschaften zur Folge haben.



Figur 6.5 Entwicklung der Betonfestigkeit

Neben der Überprüfung der Betoneigenschaften gilt es demnach auch das Betongefüge unter die Lupe zu nehmen, wenn das bestehende Tragwerk entsprechenden Einwirkungen ausgesetzt gewesen war.

6.2.3 Wahl der Betonsorten

Die Anforderungen hinsichtlich der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit im allgemeinen und hinsichtlich der Verbundsysteme im speziellen bestimmen die Betonsorte, die eingebracht werden soll. Sie ist in jedem einzelnen Anwendungsfall aufgrund einer sorgfältigen Analyse der massgebenden Kriterien zu evaluieren.

Die Klassifikation und Bezeichnung der Betonsorten richten sich nach den allgemein anerkannten Anforderungen gemäss der Norm SIA 162. Die verfügbaren Betonsorten können zur erleichterten Unterscheidung bei der Baustoffwahl nach spezifischen Kriterien in Gruppen zusammengefasst werden:

- Die Herstellung unterscheidet Kranbeton, Pumpbeton und Spritzbeton. Es sind hauptsächlich der Einsatzort, die Zugänglichkeit und die Exposition, die in dieser Beziehung zu beachten sind.
- Wenn das Zusatzgewicht möglichst gering gehalten werden soll, wie beispielsweise bei Holzbauten, dann erweist sich Leichtbeton als vorteilhaft.
- Mehr als bei Neubauten üblich, wird auch die Betonrezeptur in die Diskussion miteinbezogen. Dünne Schicht- und Bauteilstärken, sowie die einschneidenden Kriterien bezüglich der Verträglichkeit verlangen oft den Einsatz von Zusatzstoffen und Zusätzen. Im Vordergrund steht heute der Einsatz von Microsilica.

Mit Microsilica vergüteten Betons und Mörteln stehen heute hochwertige Baustoffe zur Verfügung, die den hohen und oft widersprüchlichen Anforderungen genügen. Microsilica ist als Suspension (Slurry) oder in Pulverform (Fume) auf dem Markt erhältlich. Die Zugabe der extrem feinkörnigen Microsilica wirkt als Mikroporenfüller. Die Dichtigkeit steigt, hohe Festigkeiten sind auch im Baustelleneinsatz erreichbar. Die hohe Dichtigkeit und das geringere Kapillarporenvolumen führen in der Regel auch zu einer hohen Frost- und Frost-Tausalz-Beständigkeit.

6.3 Verbund Beton mit Beton

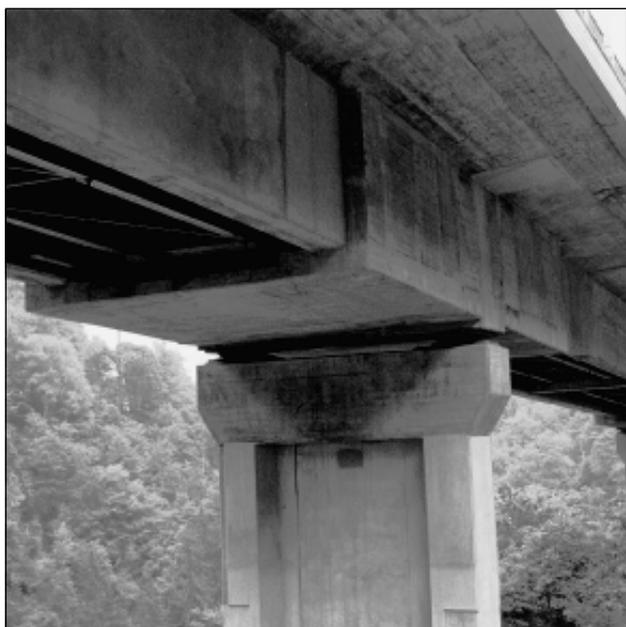
Einleitend sei daran erinnert, dass Stahlbeton immer und Spannbeton in der Regel eine Verbundbauweise darstellen. Die Bewehrung wirkt in Verbund mit dem Beton. Ausgehend von dieser grundsätzlichen Bemerkung erweist sich denn auch der Verbund von alten und neuen Betonbauteilen als sehr geeignete Methode zur Verstärkung von bestehenden Betonbauten. Es sind im Hochbau insbesondere die Geschossdecken und im Brückenbau die Fahrbahnplatten, die solchermaßen effizient versärkt werden. Die Figur 6.6 veranschaulicht die Verstärkung einer Fahrbahnplatte.



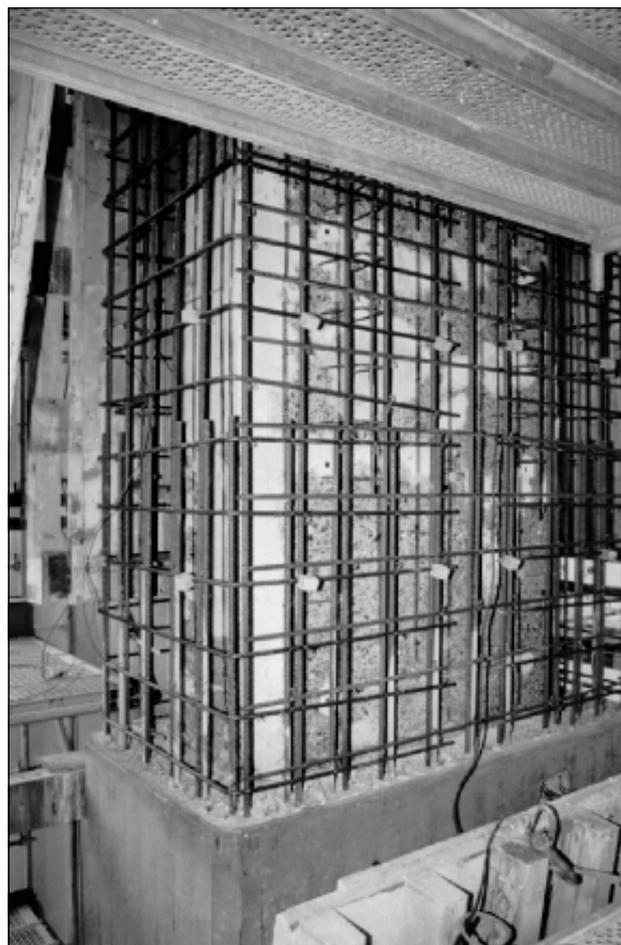
Figur 6.6
Verstärkung einer Fahrbahnplatte
(Bildnachweis: Bauamt Kanton Uri)

Aber auch Trägerstege werden insbesondere bei ungenügendem Schubwiderstand durch Querschnittsergänzungen verstärkt. In den meisten Fällen genügen auf der Steginnenseite angebrachte, zusätzliche Bügel, die in entsprechende Querschnittsergänzungen aus Beton eingebettet sind. Die Figur 6.7 zeigt ein Beispiel einer extrem kräftigen Stegverstärkung eines Brückenträgers mit innen- und aussenliegender Querschnittsergänzung, die sich als Folge einer Fahrbahnverbreiterung und -verstärkung sowie aufgrund einer Veränderung des statischen Systems aufdrängte. Wenn Stützen mit neuen Betonschichten ummantelt werden, steht nicht nur die Erhöhung der Tragkapazität im Vordergrund (Figur 6.8), sondern häufig auch der Korrosionsschutz der insbesondere im Strassenbereich extremen Bedingungen ausgesetzten Bauteile.

Geschossdecken in Gebäuden und Fahrbahnplatten von Brücken werden in der Weise verstärkt, dass nach der Vorbereitung der Oberfläche eine neue – in der Regel bewehrte – Betonschicht aufgedoppelt wird. Je nach Vorzeichen der Momentenbeanspruchung liegt die neue Schicht entweder in der Zug- bzw. Druckzone.



Figur 6.7:
Verstärkung eines Trägersteges
(Bildnachweis: Bauamt Kanton Uri)

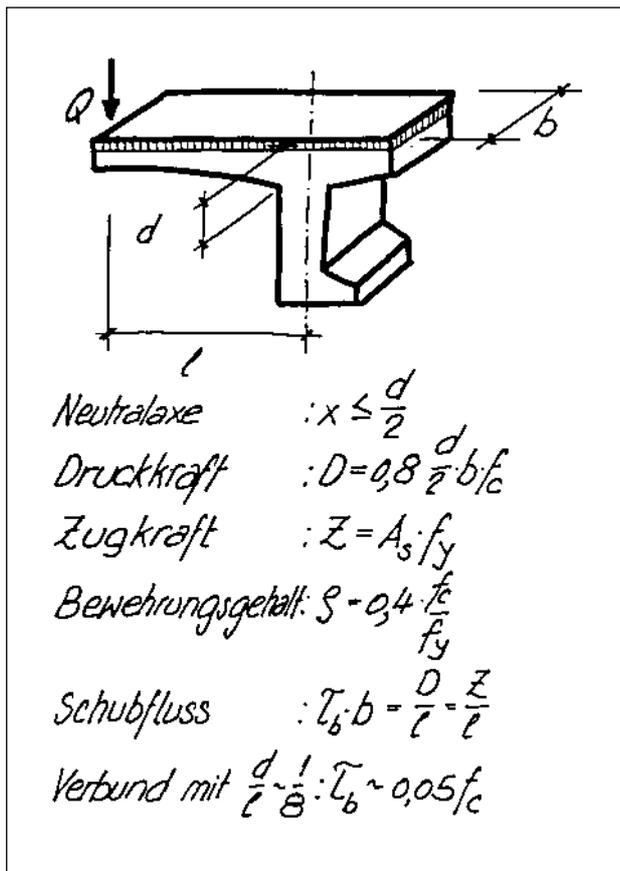


Figur 6.8:
Verstärkung einer Stütze
(Bildnachweis: Bauamt Kanton Uri)

Im ersten Fall ist sie Trägerin der Zugbewehrung, im zweiten Fall übernimmt sie die Druckkräfte des Biegemomentes. Die neue Schicht muss so dick sein, dass der Beton zwischen der alten Betonoberfläche und der Bewehrung einwandfrei eingebracht und verdichtet werden kann und dass die Betonüberdeckung der Bewehrung an der – wohlbemerkt ungeschalteten – neuen Betonoberfläche ausreichend ist. Aus der Erfahrung haben sich Schichtstärken von mehr als 100 mm als empfehlenswert erwiesen.

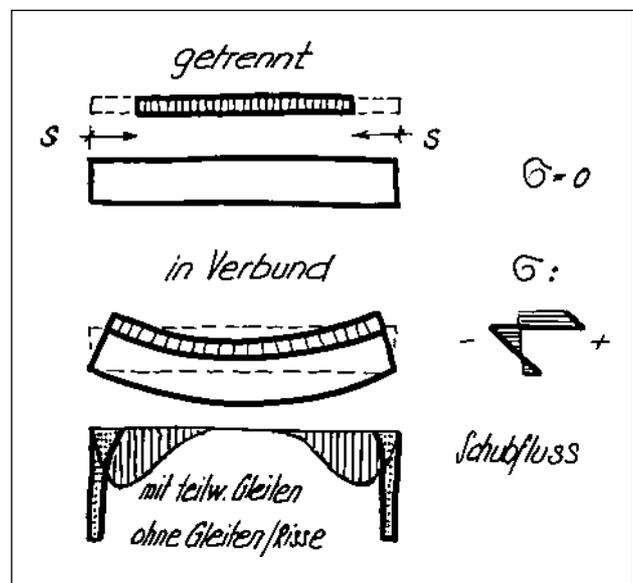
Das Beispiel einer verstärkten Fahrbahnplatte ist in Figur 6.9 dargestellt. Es vermittelt die Grössenordnung der Schubkräfte, die in der Kontaktfläche angreifen. Die Verstärkung ist im Beispiel 120 mm dick. Die obere, im neuen Bauteil liegende Beweh-

rung wird so bemessen, dass sie im Einspannquerschnitt bei der gegebenen Beanspruchung im Bruchzustand fließt. Der maximal zulässige Bewehrungsgehalt in einem Querschnitt wird durch die Bedingung bezüglich dem Verformungsvermögen begrenzt. Ein duktileres Verhalten bis zum Bruchzustand ist gewährleistet, wenn die Neutralachse die halbe Trägerhöhe nicht übersteigt. Vom Kragarm-Ende bis zum Einspannquerschnitt muss nun die gesamte Zugkraft über Verbund in der Kontaktfläche in die im Bruchzustand fließende Bewehrung übertragen werden. Bei einer Schlankheit der auskragenden Platte von $\frac{1}{8}$ ergeben sich die Verbundspannungen zu 5% der Betondruckfestigkeit. Dieser Wert liegt bei sorgfältiger Vorbereitung der bestehenden Betonoberfläche und fachgemässer Ausführung im allgemeinen unter der Verbundfestigkeit.



Figur 6.9:
 Grössenordnung τ_b in Betonquerschnitt

Es ist jedoch zu bedenken, dass der neu eingebrachte Beton schwindet. Das Verformungsverhalten und das Kräftespiel ist für diesen Fall in Figur 6.10 aufgezeichnet. Ohne Verbund gleitet die neue auf der alten Schicht. Bei starrem Verbund sind bedeutende Zugspannungen in der neuen Schicht die Folge der durch die Schwindverkurzung ausgelösten Eigenspannungen. Bei geringer Zugfestigkeit treten Risse auf, die zu einem zumindest teilweisen Abbau der Spannungsspitzen führen. Die Schubkräfte in der Kontaktfläche konzentrieren sich auf eine relativ kurze Strecke in den Randbereichen. Bei ungenügendem Verbund besteht die Gefahr, dass sich die neue Schicht von der alten ablöst.

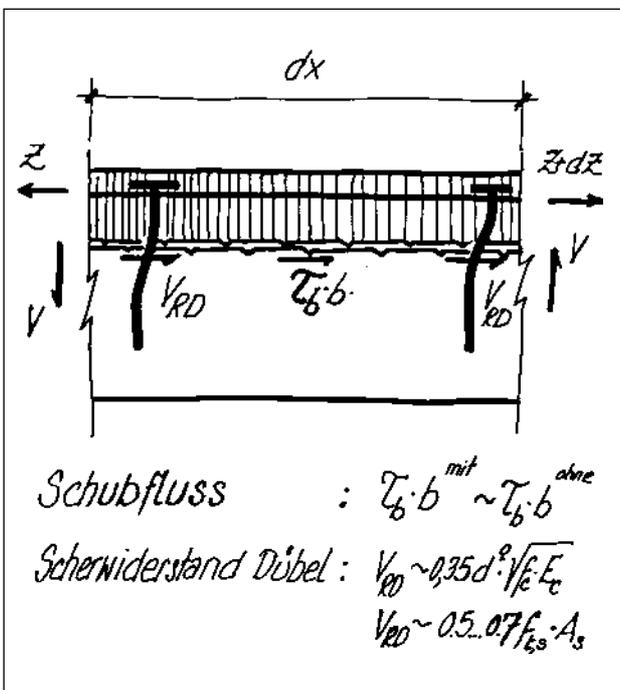


Figur 6.10:
 Schwinden des Neubauteiles

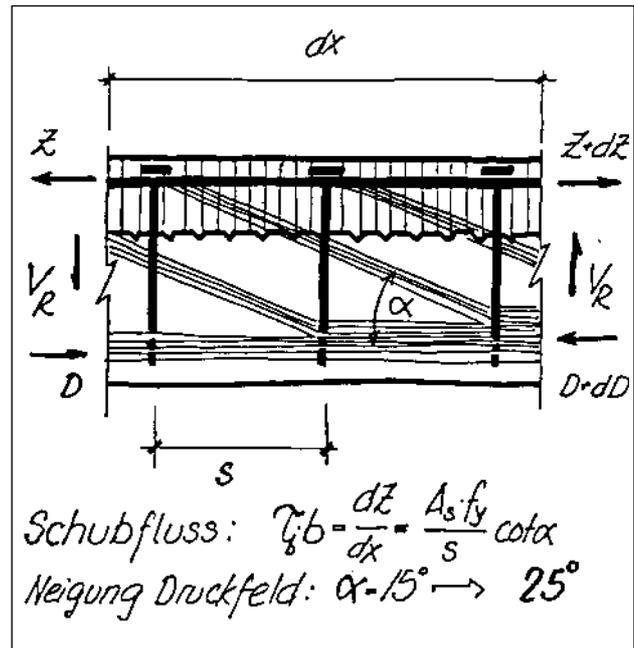
Die beiden Beispiele machen deutlich, an welchen Orten dem Verbund die grösste Beachtung geschenkt werden muss. Vor allem treten in den Randzonen infolge Schwinden hohe Spannungsspitzen auf. Die Verbundfestigkeit zwischen altem und neuem Beton allein genügt im allgemeinen nicht, diese konzentriert auftretenden Schubkräfte zu übertragen. Entweder Dübel oder andere – gleichwertige – konstruktive Massnahmen müssen die Verbundwirkung verbessern.

Bei schwacher Verbundfestigkeit zwischen altem und neuem Beton und geringer Anzahl Dübel gleiten im Bruchzustand die Schichten in der Kontakt-

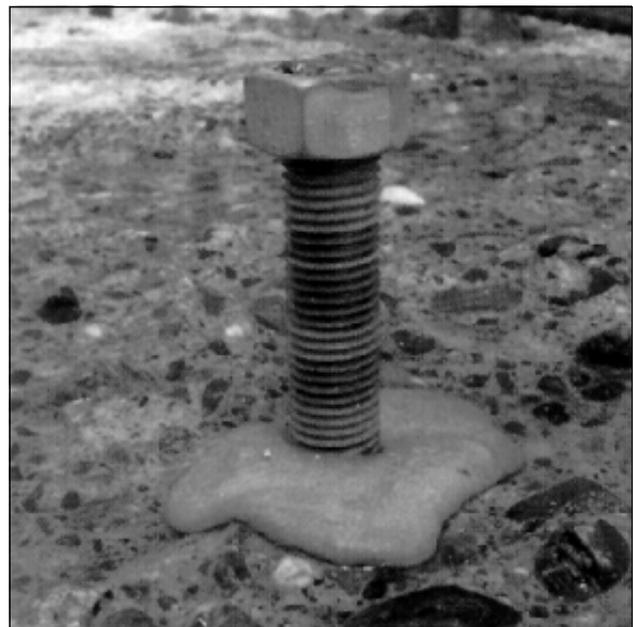
fläche aufeinander. Die Dübel wirken auf Abscheren (Figur 6.11). Bei hoher Festigkeit und starker Dübelbewehrung baut sich im Verbundquerschnitt ein flaches Druckfeld auf. Die Dübel wirken in diesem Fall als Zugdübel. Der Kräfteverlauf kann an einem Fachwerkmodell nachvollzogen werden (Figur 6.12). Die Neigung des Druckfeldes stellt sich aufgrund des Kräftegleichgewichtes ein. Statische und kinematische Randbedingungen in der Kontaktfläche und im Verankerungsbereich des Druckfeldes begrenzen die Flachstellung der Neigung. Näherungsweise kann mit einem Winkel von 15° bis 25° gerechnet werden. Beispiele handelsüblicher Dübel sind in Figur 6.13 abgebildet.



Figur 6.11:
Gleitmodell

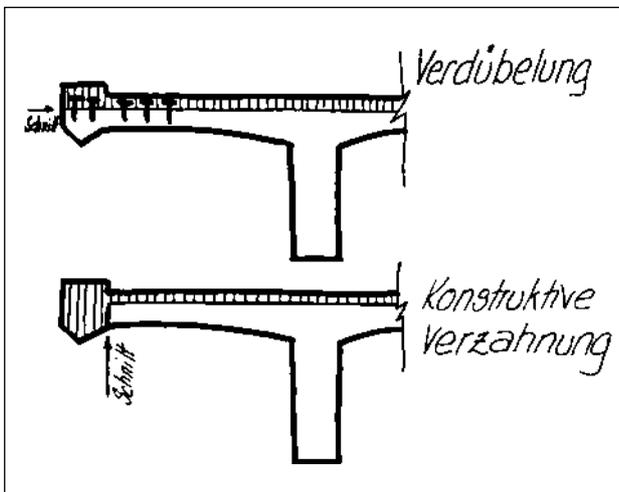


Figur 6.12:
Fachwerkmodell

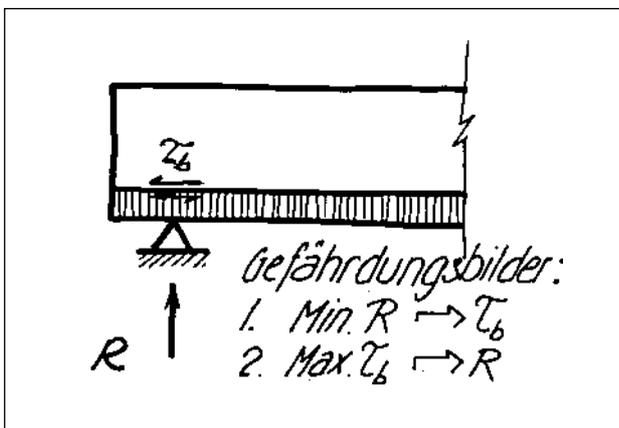


Figur 6.13:
Klebe- bzw. Klemmdübel
(Bildnachweis: Hilti)

Dem Kraftschluss mittels Dübel sind konstruktive Verzahnungen der Randbereiche ebenbürtig. Ein Beispiel einer solchen Verzahnung an einer Brückenfahrbahnplatte zeigt Figur 6.14. Bei der – aus konstruktiven Gründen eher seltenen – Anwendung einer untenliegenden neuen Schicht, die zudem über das Auflager hinaus verlaufen sollte, wird die Verbundfestigkeit im Auflagerbereich durch den Querdruck massgeblich erhöht (Figur 6.15). Allerdings ist im Sinne der Gefährdungsbilder die bei minimalem Auflagerdruck maximal mögliche Scherbeanspruchung zuzuordnen.



Figur 6.14:
Kraftschluss im Randbereich



Figur 6.15:
Querdruck im Auflagerbereich

Die Verbundwirkung wird durch verschiedene Massnahmen erreicht. Dazu zählen eine dem Problem adäquate Materialwahl und eine sorgfältige Ausführung ebenso wie die saubere konstruktive Durchbildung und ausreichende Bemessung. Schwinden der neuen Schicht erzeugt die grösste Schubbeanspruchung in der Kontaktfläche. Aus materialtechnologischer Sicht haben deshalb schwindarme Betone den Vorrang. Hohe Frühfestigkeiten vermindern teilweise die Gefahr der Rissbildung infolge Schwinden. Umgekehrt ist aber zu bedenken, dass solche Betone fein gemahlene Zemente aufweisen, die eher zu Schwinden neigen. Im Gebrauchszustand sollte der neue Beton ein ähnliches Verformungsverhalten zeigen wie der bereits bestehende Bauteil. Alle diese, zum Teil gegenläufigen Bedingungen sind oftmals schwer in einer Lösung ohne Konzessionen gleichzeitig zu erfüllen.

Im Hinblick auf die Ausführung erlangt die Vorbereitung der bestehenden Betonoberfläche die grösste Bedeutung. Die für die Verbundfestigkeit notwendige Rauigkeit wird heute üblicherweise mit dem hydrodynamischen Abtrag – allenfalls kombiniert mit Sandstrahlen – erreicht. Die geläufigen Methoden und die dazu erforderlichen Vorbereitungsarbeiten sind in (IP-Bau, 1992) behandelt. Die Figur 6.16 zeigt eine Fahrbahnplatte nach dem hydrodynamischen Abtrag. Die Tiefe des Abtrages hat verschiedenen Kriterien zu genügen. Sofern die Oberfläche chloridverseucht war, sind die Kriterien bezüglich der Korrosion zu beachten. Wenn eine Bewehrung freigelegt wird, sollte der Abtrag so tief greifen, dass die Bewehrung durch den neuen Beton voll ummantelt wird. Bei der Beurteilung, ob eine Haftbrücke appliziert werden soll oder nicht, ist zu beachten, dass der bestehende Beton in der Regel ein dem Alter entsprechend verändertes Gefüge und Struktur aufweist, die die Haftung nachteilig beeinflussen. Die Haftbrücke hat aber noch eine weitere Funktion zu übernehmen: sie soll verhindern, dass der Altbeton dem neu aufgetragenen Beton nicht Wasser entzieht, das für den Abbindevorgang notwendig ist. Ohne Haftbrücke muss die Betonoberfläche bis zur Kapillarsättigung vorgehässelt werden. Das für die Benetzung verwendete Wasser darf aber in diesem Fall vor dem Betonieren nicht auf der – notabene aufgerauten – Betonoberfläche liegen bleiben.

Der Erfolg der Verstärkung muss durch eingehende, dem spezifischen Anwendungsfall adäquate – vorzugsweise am Objekt selbst vorge-

nommene – Vorversuche vorbereitet werden. Die Qualität der Ausführung wird durch ausführliche Kontrollen laufend überwacht. Von grossem Interesse ist die Verbundfestigkeit der Kontaktfläche, die mit Hilfe von Haftzugversuchen überprüft wird. Gleichbedeutend ist die einwandfreie Verankerung der gebohrten Dübel. Zugversuche am Objekt sollen deren Wirkung bestätigen.

Ausführliche Versuche über das Zusammenwirken von altem und neuem Beton wurden an der ETH Zürich aber auch an verschiedenen Orten insbesondere in Schweden und den USA durchgeführt. Die Resultate und die daraus gewonnenen Erkenntnisse sind in der Literatur ausführlich behandelt (C. Menn et al., 1992 und G. König, A.S. Nowak et al, 1992).



Figur 6.16:
Freigelegte Fahrbahnoberfläche nach hydrodynamischem Abtrag

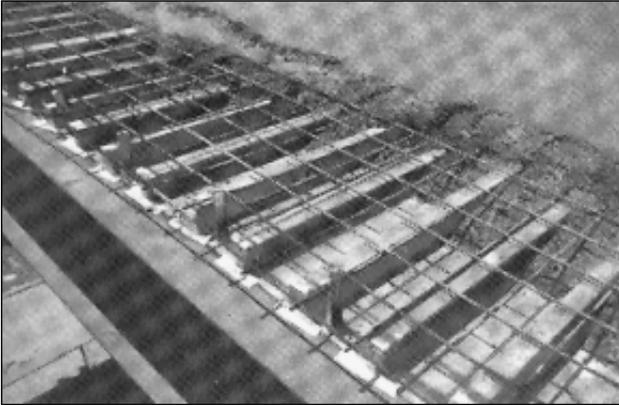
6.4 Verbund Beton mit Stahl

Die Verbundbauweise mit direktem Verbund zwischen Stahl und Beton findet sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau Anwendung. Im Hochbau sind darüberhinaus auch Blechverbunddecken bekannt (Figur 6.17). Profilbleche nehmen während der Herstellung die Funktion der Schalung ein und wirken im Endzustand als Zugglied des Verbundquerschnittes. Beide Anwendungsarten sind auch für Verstärkungen bestehender Stahlbauten denkbar. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf Überlegungen zum direkten Verbund zwischen Stahl und Beton. Anhand punktueller Hinweise soll die grundsätzliche Wirkungsweise aufskizziert werden. Vertiefte Untersuchungen über Stahlverbundbrücken wurden in der Abhandlung (J.-P. Lebet, 1987) angestellt. Die Wirkungsweise von Blechverbunddecken ist in (B. Daniels, M. Crisinel, 1987) und (B. Daniels, A. Isler, M. Crisinel, 1990) ausführlich dokumentiert.

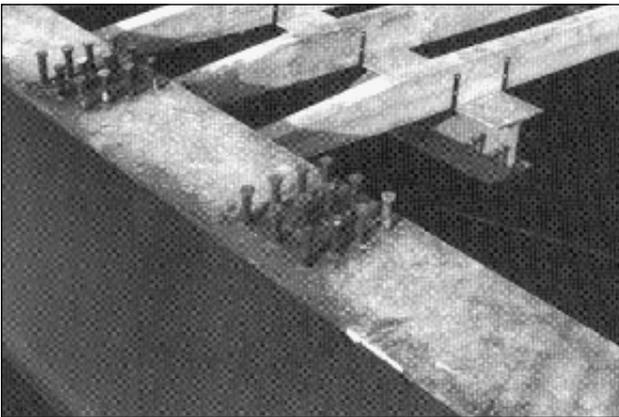
Bei der Herstellung von Verbundbauten Stahl-Beton sind zwei Verfahren üblich:

- Die Betonplatte wird auf den Stahlträgern eingeschoben. Die Dübel werden erst nachträglich in eigens dafür vorgesehenen Aussparungen in der Betonplatte auf die Stahlträger geschweisst. Der Verbund zwischen Stahl und Beton wird nach dem Betonieren der Aussparungen erreicht.
- Die Betonplatte wird an Ort betoniert. Die Dübel werden vor dem Betonieren bei bestehenden Bauten an Ort, bei Neubauten vorteilhafterweise im Werk, auf die Stahlträger geschweisst. Aussparungen, die die Dübel umgeben, ermöglichen auch bei diesem Herstellungsverfahren den erst nachträglichen Verbund. Auf diese Weise werden Zwängungen im Verbundquerschnitt infolge Schwinden des Betons oder infolge einer allfälligen Vorspannung der Betonplatte vermieden oder zumindest reduziert.

Beide Herstellungsverfahren erfordern, dass die Dübel in Gruppen konzentriert angeordnet werden (Figur 6.18). Die Aussparungen sind fachgerecht und sorgfältig zu vergiessen, damit sich nicht ausgerechnet diese, statisch wichtigen Stellen zu eigentlichen Korrosionsherden entwickeln.



Figur 6.17:
Verbundkonstruktion
(Bildnachweis: ICOM-EPFL)



Figur 6.18:
Im Werk aufgeschweisste Dübelgruppe
(Bildnachweis: ICOM-EPFL)

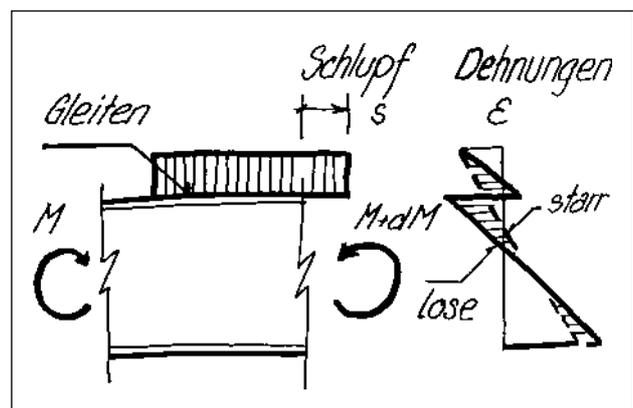
In den nachfolgenden Ausführungen werden die hauptsächlichen Einflüsse auf das Kräfte spiel und Tragverhalten der Verbundbauten besprochen:

- Steifigkeit der Verdübelung, Gleiten in der Kontaktfläche
- Rissbild in der Betonplatte
- Anordnung der Dübel

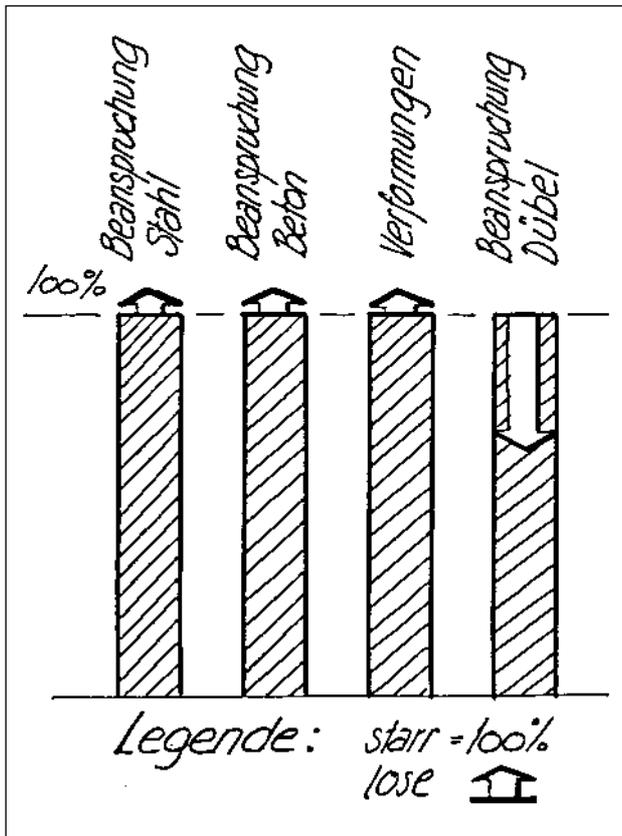
Die Betonplatte ist durch Dübel schubfest mit dem Stahlträger zu verbinden. In der Berechnung wird angenommen, dass nur die Dübel Schubkräfte übertragen. Die Schubdübel müssen ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen, um vor dem Bruch ohne nennenswerte Einbusse ihres

Schubwiderstandes genügend grosse Verschiebungen in der Kontaktfläche zwischen dem Stahl und Beton zu ermöglichen. Im Bruchzustand wird also Gleiten in der Kontaktfläche vorausgesetzt. Das Kräfte spiel im Verbundquerschnitt und der Vergleich der Spannungsverteilung bei starrem und losem Verbund ist in Figur 6.19 aufskizziert. Aus dieser Darstellung geht hervor, dass sowohl der Stahlträger als auch die Betonplatte bei losem Verbund erwartungsgemäss stärker beansprucht werden. Diese Mehrbeanspruchung der Querschnittselemente und die daraus resultierenden Verformungen sind allerdings bei den heute am Bau erreichten Gleitwege vernachlässigbar klein. Hingegen werden die Beanspruchungen der Dübel merkbar reduziert. Diese Resultate sind in Figur 6.20 illustriert.

Bei durchlaufenden Verbundträgern mit teilweiser oder ohne Vorspannung reiss die Betonplatte im Bereich der Mittelaufleger, sobald die Beanspruchung die Betonzugfestigkeit übersteigt. Nach der Rissbildung nimmt nur noch die Bewehrung die Biegezugkräfte auf (Figur 6.21). Der Beton wirkt auf Zug nicht mehr mit. Aufgrund der veränderten Steifigkeitsverhältnisse lagern sich die Biegemomente gemäss Figur 6.22 um. Die Beanspruchung über den Auflagern wird reduziert. Die Biegemomente im Feld wachsen an. Insgesamt bleiben die Schnittkräfte aber im Gleichgewicht mit den äusseren Einwirkungen. Es stellt sich lediglich ein neuer Gleichgewichtszustand ein. Sofern der Biege widerstand im Feld der erhöhten Beanspruchung genügt, wird die Tragsicherheit des Gesamtsystems nicht beeinträchtigt. Im Gegen-



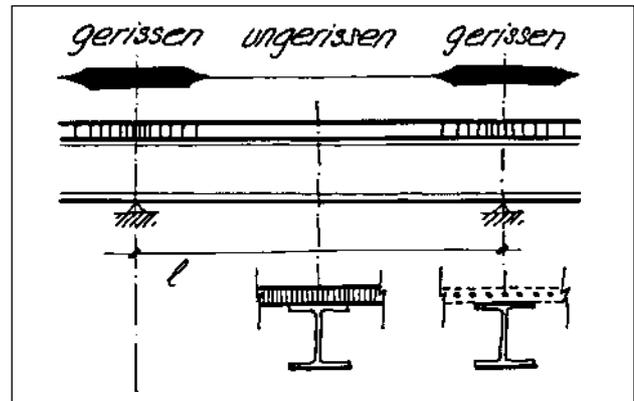
Figur 6.19:
Steifigkeit Verbund
(J.P. Lebet, Thèse No 661, EPFL)



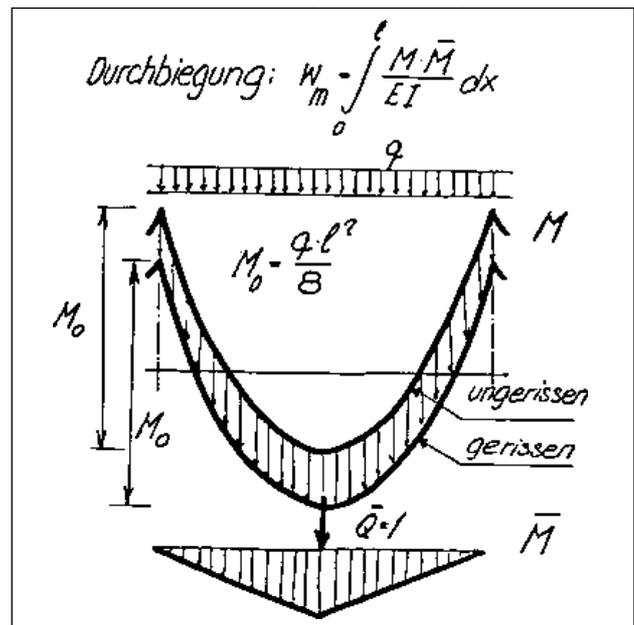
Figur 6.20:
Einfluss der Steifigkeit des Verbundes auf die Beanspruchungen

satz zur Tragsicherheit werden die Verformungen des Trägers durch die Rissbildung massgeblich beeinflusst. Die Durchbiegungen nehmen nach der Rissbildung zu.

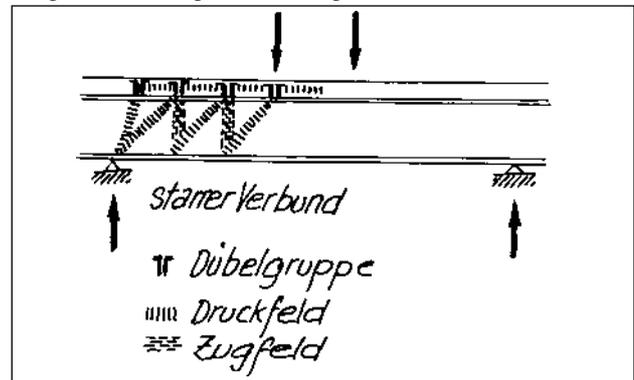
In der Vergangenheit wurden die Dübel entsprechend den am linear-elastischen System ermittelten Schubkräften in der Kontaktfläche ermittelt. Diese Schubkräfte verteilen sich über die Trägerlänge analog zur Entwicklung der Querkraft des Verbundquerschnittes. Neue – eingangs erwähnte – Herstellungsverfahren begünstigen aber die gruppenweise Anordnung der Dübel. Die Schubkräfte werden in diesem Fall nur in bestimmten Abständen und konzentriert vom Beton auf den Stahl und umgekehrt übertragen. Die Dübelkräfte und die Beanspruchungen sowohl der Betonplatte als auch des Stahlträgers werden mit Hilfe eines in Figur 6.23 skizzierten Fachwerkmodelles berechnet.



Figur 6.21:
Mitwirkende Querschnitte gerissen-ungerissen



Figur 6.22:
Biegemomente gerissen-ungerissen



Figur 6.23:
Wirkungsweise

6.5 Verbund Beton mit Holz

In älteren Gebäuden, die vor und bis in die Nachkriegszeit erstellt wurden, fanden Holzbalkendecken mit Blindboden aus Brettern und Platten verbreitet Anwendung. Heute steht für Umbauten im Rahmen von Erneuerungen neben dem Abbruch solcher Decken und Ersatz mit Betondecken auch die Verbundbauweise Holz–Beton als Alternative zur Verfügung. Figur 6.24 zeigt eine Geschossdecke mit Balkenlage kurz vor dem Betonieren. Einen Überblick über die Verbundbauweise bei Geschossdecken vermittelt die Dokumentation (B. Meyer, 1990) und (Natterer und Hoeft, 1987).

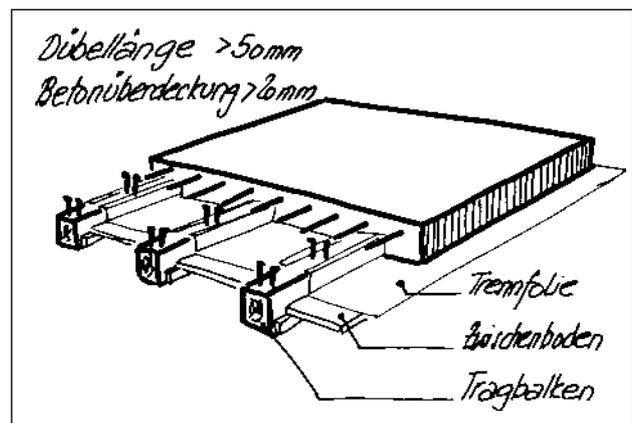
Mit Verstärkungen in Verbundbauweise Holz–Beton wird nicht in erster Linie die Erhöhung der Tragkapazität der Geschossdecken angestrebt. Vielmehr sind es Wünsche zu Komfortverbesserungen, also Fragen der Gebrauchstauglichkeit, die zur Wahl solcher Lösungen führt. Durchbiegungen werden vermindert; Schwingungen alter Holzdecken und das Knarren beim Begehen werden vermieden. Ebenso wird der Schallschutz verbessert.



Figur 6.24:
Gebäudedecke in Verbund
(Bildnachweis: Uldry-Dufour)

Den generellen Aufbau einer Geschossdecke in Verbundbauweise ist in Figur 6.25 dargestellt. Als Verbindungsmittel dienen im Hochbau in der Regel vorgebohrte Holzschrauben (Figur 6.26) oder seltener Holznägel. Bei Spezialschrauben kann auf das Vorbohren verzichtet werden, was einen erheblichen Zeitgewinn bedeutet. Die Trennfolie über dem hölzernen Zwischenboden soll verhindern, dass das Holz dem frisch eingebrachten Beton Wasser entzieht. Die Dicke der Betonplatte wird vorwiegend durch konstruktive Bedingungen bestimmt. Die vorstehende Schraubenlänge beträgt etwa 50 mm und die Betonüberdeckung beträgt bei Decken, die Temperatur- und Feuchtigkeitswechseln entzogen sind, 20 mm. Daraus ergibt sich eine minimale Stärke der Betonplatte von 70 mm.

Für die Bemessung der Verbunddecken wird die Theorie des elastischen Verbundes beigezogen. Die stiftförmigen in die Holzbalken eingetriebenen Verbindungsmittel sind sehr nachgiebig. Eine Verbesserung kann dadurch erzielt werden, dass die Schrauben oder Nägel unter 45° zur Balkenachse



Figur 6.25:
Aufbau einer Verbunddecke

geneigt angeordnet werden. Auf diese Weise sind sie vornehmlich auf Zug bzw. Druck beansprucht. Die geringe Biegesteifigkeit der Stifte übt nur noch einen unbedeutenden Einfluss auf das Verformungsverhalten der Kontaktfläche aus. Ebenso entfällt bei der Schrägstellung der Stifte die Beanspruchung des Holzes auf Lochleibung. Kerben in den Holzbalken zur Verbesserung der Verbundeigenschaften erschweren die Ausführung beträchtlich und werden kaum mehr angebracht. Die Nachgiebigkeit der Kontaktfläche zwischen Holz und Beton beeinflusst insbesondere die Verformungen. Diesen ungünstigen Einflüssen werden zudem die Langzeitverformungen infolge Schwinden des Betons und Kriechen des Holzes überlagert. Dadurch wird der Anwendungsbereich der Verbundbauweise Holz–Beton bei der Erneuerung von Geschossdecken eingeschränkt. Die Verbundbauweise wird ja eben aus Überlegungen zur Gebrauchstauglichkeit in Betracht gezogen.

Das Bruchverhalten von Verbundbalken Holz–Beton ist in der Regel duktil. Der Bruch kündigt sich durch grosse Verformungen an. Spezielle Aufmerksamkeit jedoch ist der Überprüfung des Auflagerbereiches zu schenken. Die Verbundwirkung beschränkt sich auf die Biegebeanspruchung. Die Querkraft hingegen muss allein durch die Holzbalken übertragen werden. Die Auflagerfläche der Holzbalken auf dem Mauerwerk muss ausreichen, um die Auflagerkräfte auf das Mauerwerk abzuleiten. Eine Kontrolle der Auflagerpressungen ist erforderlich.

Geschossdecken gewährleisten gegenüber reinen Holzdecken einen erhöhten Brandschutz. Im Brandfall steigt aber die Hitze nach oben und gefährdet die Untersicht der Decke und somit die tragenden Holzbalken. Mit freien Holzbalken kann nur ein Feuerwiderstand bis etwa F 30 erreicht werden. Höhere Feuerwiderstände erfordern eine Verkleidung der Untersicht.



Figur 6.26:
Verbund mit Holzschrauben
(Bildnachweis: Uldry-Dufour)

Literatur zu Kapitel 6

- IP BAU
Schutzsysteme im Tief- und Ingenieurbau
Bundesamt für Konjunkturfragen, Bern, 1992
- IP BAU
Betonstandsetzung mit System
Bundesamt für Konjunkturfragen, Bern, 1993
- CEB (Comité Euro-International du Béton)
CEB-FIP Model Code 1990, Paris, 1990
- Daniels, B., Crisinel, M.
Essais de dalles mixtes avec tole profilée
Hibond 55, ICOM – EPFL, Lausanne, 1987
- Daniels, B., Isler, A., Crisinel, M.
Modelling of composite slabs with thin walled
cold-formed decking
ICOM – EPFL, Lausanne, 1990
- König, G., Nowak, A.S., et al.
Bridge Rehabilitation
Ernst & Sohn, Berlin, 1992
- Lebet, J.-P.
Comportement des ponts mixtes acier-béton
avec interaction partielle de la connection et
fissuration du béton, Thèse No 661
EPFL, Lausanne, 1987
- Menn, C., et al.
Verbindung von altem und neuem Beton
Institut für Baustatik und Konstruktion ETHZ,
Zürich, 1992
- Meyer, B.
Verstärkung alter Holzbalkendecken mit
Leichtbeton
Cementbulletin Nr. 10, Wildegg, 1990
- Natterer und Hoefl
Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbund-
konstruktionen
IBOIS – EPFL, Lausanne, 1987

7 Verstärkung mit Stahl

7.1 Problemstellung	91
7.1.1 Verstärkungsarten / Besonderheiten	91
7.1.2 Verbindungsarten	91
<hr/>	
7.2 Verstärkung mit Stahlprofilen	92
7.2.1 Funktionen der Verstärkungsbauteile	92
7.2.2 Anwendungsbereiche	92
7.2.3 Baustoffe	94
7.2.4 Verstärkungskonzept	95
7.2.5 Wahl der Verbindungsmittel	96
<hr/>	
7.3 Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung	99
7.3.1 Anwendungsbereiche	99
7.3.2 Baustoffe	99
7.3.3 Entwurfs- / Ausführungskonzept	100
7.3.4 Berechnung und Bemessung	101
7.3.5 Hinweise zur Konstruktion und Ausführung	101
7.3.6 Ausschreibung / Besonderheiten	106
7.3.7 Aktuelle Forschungsgebiete	106
<hr/>	
Literatur zu Kapitel 7:	108

7 Verstärkung mit Stahl

7.1 Problemstellung

Stahlprofile, Flachstahl oder Bleche werden häufig zur Verstärkung bestehender Tragwerke eingesetzt, sei es zur Stützung des bestehenden Tragwerkes oder zur Verstärkung eines Querschnittes.

Dieses Kapitel beschreibt einige Anwendungsmöglichkeiten zur Verstärkung von Beton-, Mauer-, Holz- und Stahltragwerken mit Stahl. Einerseits soll es bei der Auswahl und Bewertung einer projektierten Verstärkungsart helfen, andererseits die Aufmerksamkeit der Anwender auf bauliche Besonderheiten und Aspekte der Ausführungskontrollen lenken.

Die Fragen bezüglich der Festlegung des Tragwiderstandes eines verstärkten Querschnittes, wie auch die sich aus Ermüdungsverhalten ergebende Probleme, werden nur am Rande erwähnt. Die Ermüdungsthematik wird detailliert etwa in (SBB 1992) und (P.Kunz 1992) behandelt.

7.1.1 Verstärkungsarten / Besonderheiten

Eine Verstärkung mit Stahl kann entweder zu einer Änderung des bestehenden Tragsystems führen oder nur eine Ergänzung des bestehenden Widerstandsquerschnittes darstellen (siehe 7.2.1). Die Art der Verbindung zwischen Stahl und bestehendem Bauteil kann zur Charakterisierung der Verstärkung dienen.

Bei Verstärkung mit Profilen und Blechen handelt es sich um eine passive Verstärkungsart (siehe 5.2).

7.1.2 Verbindungsarten

Beim Verbund zwischen dem zu verstärkenden Bauteil einerseits und dem Verstärkungselement andererseits, sind im wesentlichen folgende Verbindungsmittel gebräuchlich:

- a) Punktförmiger Verbund:
 - Mechanisch:
 - Stahl-Stahl = Schrauben, Niete, Klemmen.
 - Holz-Stahl = Nagel, Schrauben, Bolzen, Einlass- bzw. Einpressdübel.
 - Beton-Stahl = Dübel, Schenkeldübel, Bolzen.
 - Schweißen:
 - Stahl-Stahl = Punktschweißverfahren
- b) Linienförmiger Verbund:
 - Schweißen:
 - Stahl-Stahl = Kehl- bzw. HY-Nähte.
- c) Vollverbindung:
 - Schweißen:
 - Stahl-Stahl = durchgeschweißte Nähte.
- d) Flächenkontakt
 - Klebsverfahren:
 - Beton-Stahl (aufgeklebte Bewehrung).
 - Reibung:
 - Stahl-Stahl = HV-Schrauben.

Die wichtigsten Besonderheiten, die sich aus den verschiedenen Verbindungsarten ergeben, werden unter 7.2.5 behandelt.

Der jeweils erreichte Verdübelungsgrad muss von Fall zu Fall ermittelt werden, um das Verhalten des Verbundquerschnittes bestimmen zu können.

7.2 Verstärkung mit Stahlprofilen

7.2.1 Funktionen der Verstärkungsbauteile

Die dem Verstärkungsbauteil erteilte Funktion kann in zwei verschiedene Typen eingeteilt werden, die je nach Sonderanwendung untereinander kombinierbar sind:

Typ A)

Das Verstärkungsbauteil ist ein neues, zusätzliches Tragelement oder ersetzt ein bestehendes Tragelement.

Beispiele: Einführung von Unterzug, Stütze, Zugband, usw.

Typ B)

Das Verstärkungselement gilt zur Ergänzung eines bestehenden Widerstandsquerschnittes.

Beispiele: aufgeklebte Bewehrung, Panzerung einer Betonsäule, usw.

	S	R	α	γ	EI
Typ A	●	●	●	●	●
Typ B		●	(*)		●

Figur 7.1:
Beispiel der Korrelation zwischen Funktion der Verstärkung und Auswirkung auf den rechnerischen Nachweis

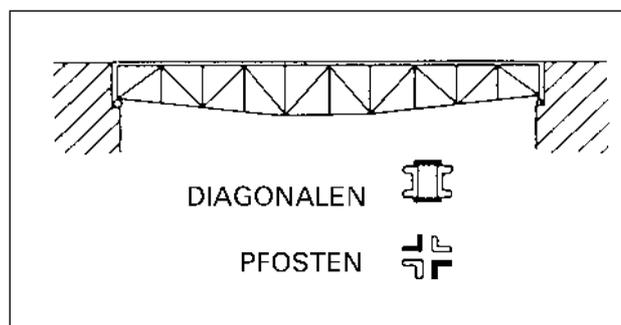
(*) Beispiel: Verbundträger (Beton-Stahl)

Die Funktionen A und B werden in Figur 7.1 schematisch beschrieben. Als Beispiel werden folgende Nachweise berücksichtigt.

- Nachweis der Tragsicherheit: $S_d < R / \gamma$
- Nachweis der Durchbiegung (Gebrauchstauglichkeit): $w = \alpha \cdot 1 / EI$

7.2.2 Anwendungsbereiche

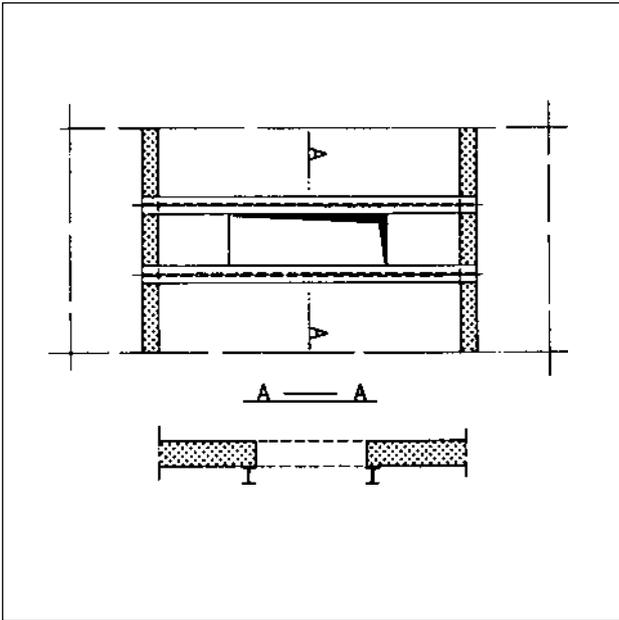
Stahl wird als Verstärkung bestehender Beton-, Mauer-, Holz- und Stahltragwerke eingesetzt. Die Figuren 7.2 bis 7.6 beziehen sich auf einige Anwendungsbeispiele. Der Sonderfall der Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung wird im Kapitel 7.3 behandelt.



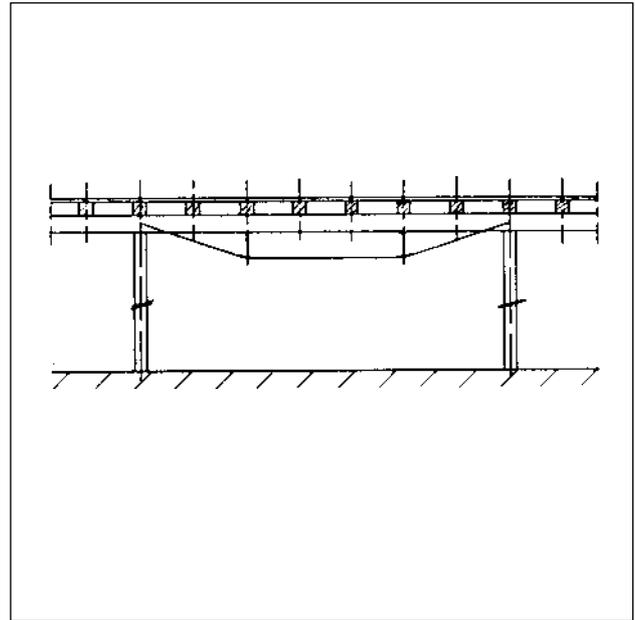
Figur 7.2:
Stahlbrücke / Fachwerkhauptträger

Verstärkte Bauteile:

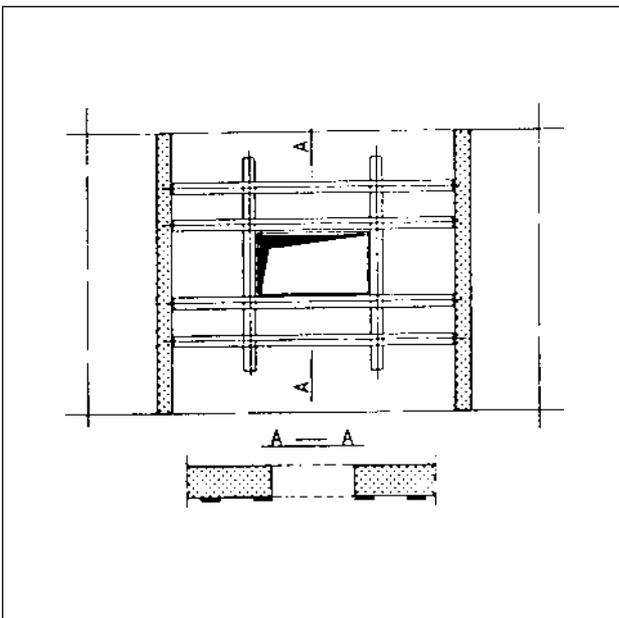
- auf Druck beanspruchte Pfoften, mit Stahlprofilen (LNP)
- auf Druck beanspruchte Diagonalen, mit Stahlblechen



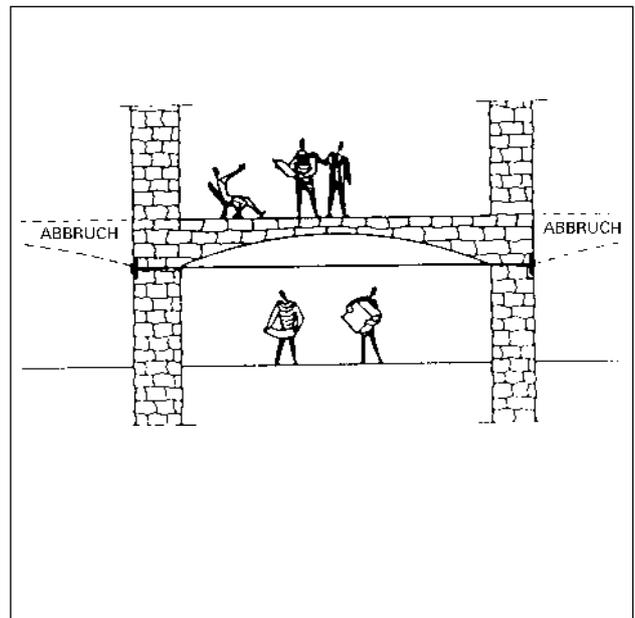
Figur 7.3:
Betondecke / Durchbruch
Verstärkung mit eingebauten Stahlprofilen



Figur 7.5:
Holzdecke
Verstärkung mit eingebautem Stahlzugband



Figur 7.4:
Betonplatte / Durchbruch
Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung



Figur 7.6:
Mauerwerk / Voute
Verstärkung mit eingebautem Stahlzugband

Die Anwendung von Stahl zur Verstärkung kann in gewissen Fällen eingeschränkt sein, so z.B.:

- a) Möglichkeit einer Übertragung der Einwirkungen auf den Verstärkungsbauteil.
- b) Auflagerungsbedingungen.
- c) Verträglichkeit der verschiedenen zusammengeführten Materialien untereinander.
- d) Widerstandsfähigkeit gegen Hitze, Korrosion, chemische Angriffe.
- e) Zugang zum Einbau des Verstärkungsbauteils.
- f) Gewährleistung einer einwandfreien Ausführung der Verbindungen.

7.2.3 Baustoffe

- a) Verstärkungsmaterial (Stahl)

In den meisten Fällen werden die im Stahlbau üblicherweise benutzten Stähle zur Verstärkung mit Stahl verwendet. Ihre Eigenschaften sind in der SIA Norm 161, Kapitel 5 (1990) beschrieben.

- b) Material des zu verstärkenden Bauteils (Beton, Holz, Stahl, Mauerwerk)

Die Aktualisierung der massgebenden Eigenschaften der Materialien des zu verstärkenden Tragwerkes ist der wichtige erste Schritt bei der Projektierung einer Verstärkung mit Stahl. Man ist gut beraten, in dieser ersten Phase, die Beobachtungen am Werk in die Überlegungen einzuschliessen (z.B. Korrosionserscheinungen, Rissbildung, Fäulnis, Anzeichen von Alterung oder Ermüdung, usw).

Im Falle der Verstärkung einer Stahlkonstruktion ist die Kenntnis über die verwendeten Stahlarten von grundsätzlicher Bedeutung. Die wichtigsten Baustoffeigenschaften wie Zugfestigkeit, Bruchdehnung und – in gewissen Fällen – Schweissbarkeit sind zu bestimmen. Die grosse Bedeutung des Wissens um die Eigenschaften der zu verstärkenden Stähle rechtfertigt den Aufwand, allenfalls im Labor kleine Proben zu testen.

Die SBB-Richtlinie (SBB, 1992) als Ergebnis weitreichender Versuche und Untersuchungen bein-

haltet eine Menge wichtiger Angaben über die im Laufe der Jahre produzierten und angewandten Stahlprodukte.

- c) Verbindungsmaterial

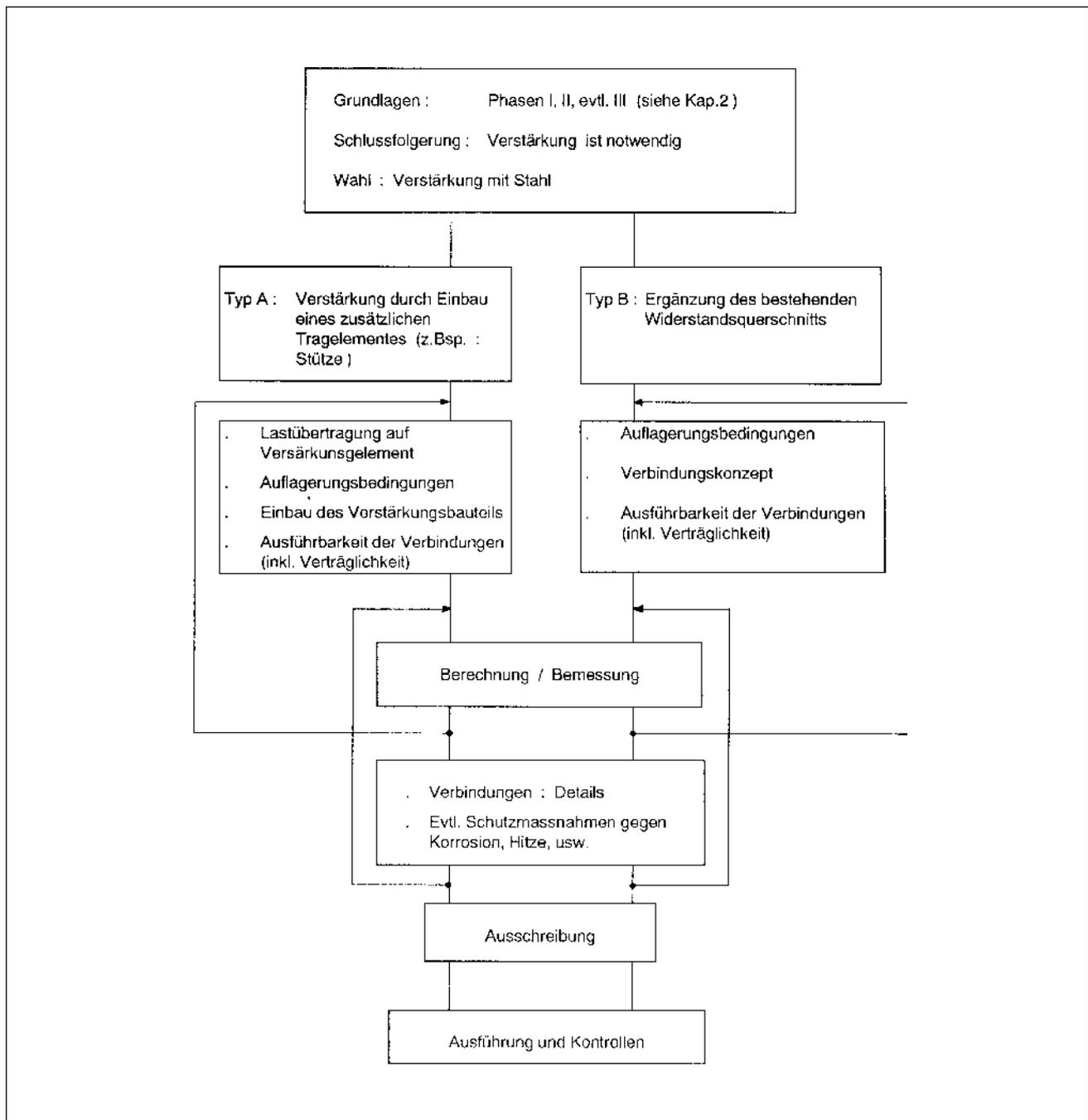
Die gebräuchlichen Materialien werden in den SIA Normen 161 (Stahl), 162 (Beton), 164 (Holz) und ebenfalls in den Gebrauchsanweisungen der Hersteller beschrieben. Die Verträglichkeit der zusammengeführten Materialien untereinander ist notwendigerweise von Fall zu Fall zu überprüfen.

In den meisten Fällen werden Verbindungsmittel aus Stahl verwendet.

7.2.4 Verstärkungskonzept

Ein Konzept zum Entwurf der Verstärkung eines bestehenden Tragwerkes mit Stahl wird in der

Figur 7.7 schematisch aufgezeigt. Es wird dabei zwischen den beiden möglichen Funktionen A bzw. B des Verstärkungsbauteils (siehe 7.2.1) unterschieden.



Figur 7.7: Entwurfskonzept einer Verstärkung mit Stahl

7.2.5 Wahl der Verbindungsmittel

Das Zusammenwirken des Systems «zu verstärkender Bauteil + Verstärkungselement» hängt wesentlich vom Konzept der Verbindungsart und der Auswahl der Verbindungsmittel ab.

Die Analyse des Verhaltens eines verstärkten Querschnittes (= Verbundquerschnitt) und die Übertragungsart der Beanspruchungen auf die verschiedenen zusammengefügte Elemente werden im Kapitel 6.1 der vorliegenden Dokumentation behandelt.

Auswahlkriterien der Verbindungsart, sowie konstruktive Hinweise, werden nachfolgend, gegliedert nach Materialarten und Verbindung, kurz beschrieben.

a) Verbund Stahl-Stahl

Die Auswahl der Verbindungsart wird durch die Beanspruchungsart in der Verbindung (intensiv, schwach, in einer oder in zwei Richtungen, statisch oder dynamisch), durch die Verformbarkeit der Verbindung, durch die Einfachheit der Ausführung und den gegebenenfalls weniger zeitraubenden Einbau bestimmt.

- Verbindung mit Schrauben und Nieten

Wenig verformbare oder durch Ermüdung beanspruchte Verbindungen werden allgemein mit HV-Schrauben hergestellt. Dabei muss das Augenmerk besonders auf die Vorbehandlung der Oberfläche des bestehenden Bauteils gerichtet werden. Ferner ist eine mögliche Schwächung



Figur 7.8:
Durchbruch einer Platte: Verstärkung mit Stahl

durch das Bohren von Löchern im zu verstärkenden Bauteil zu beachten.

- Schweissverbindungen

Vorteile:

- starre und schwer verformbare Verbindungen
- kein Bohren auf der Baustelle

Nachteile:

- notwendige Kontrolle der Schweissbarkeit der bestehenden Stahllegierung.
- höhere Sprödbruch- und Ermüdungsgefahr.
- örtliche Änderung des Spannungszustandes im bestehenden Bauteil.

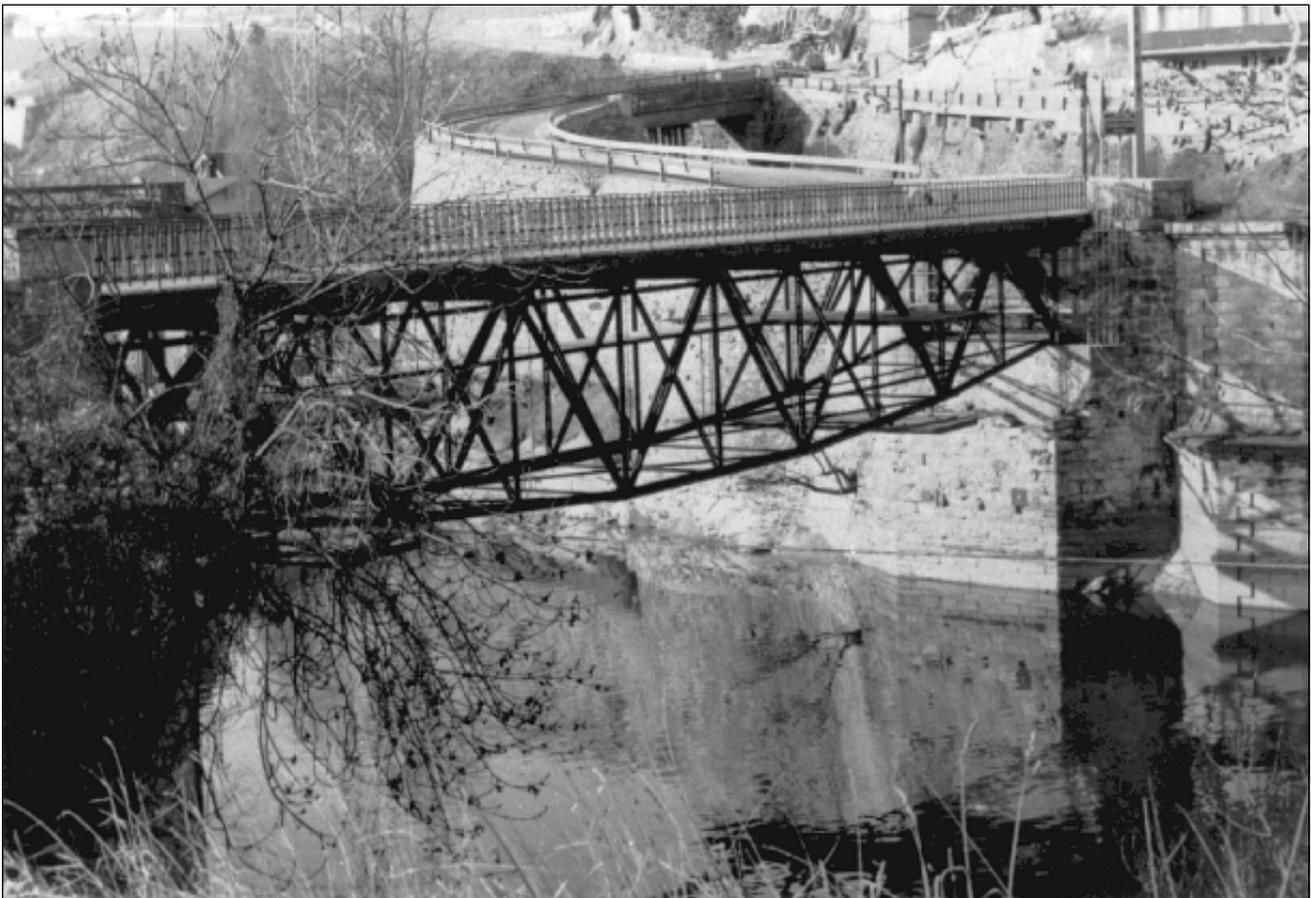
Die Schweissverbindungen können am Schluss der Arbeiten durch eine zerstörungsfreie Kontrolle untersucht werden (z.B. visuelle Beurteilung, Röntgen, Ultraschall, Farbeindringverfahren).

- Verbindung durch Kleben

Noch im Entwicklungsstadium befindet sich die Methode der Kombination von Kleber und vorgespannten Schrauben (Vorteil: Steigerung des Reibungskoeffizienten und Anpressdrucks durch die Sicherung mit vorgespannten Schrauben).

- Klemmverbindungen

Bei der Verwendung von Klemmverbindungen – bekannt aus dem Geleisebau – werden das Bohren oder das Schweißen auf dem zu verstärkenden Bauteil vermieden. Zwar eignen sie sich vorwiegend zur Übernahme von Kräften senkrecht zur



Figur 7.9:
Strassen-Stahlbrücke: Verstärkung mit Stahl

Achse, können jedoch im Rahmen einer Verstärkung etwa zur seitlichen Stabilisierung eines gedrückten Bauteils dienen.

Die Bemessung der oben beschriebenen Verbindungen und die Details des Entwurfskonzepts und der Ausführung werden durch die SIA Norm 161 (1990) sowie in der Fachliteratur (z.B. ETH Stahlbauautographien) geregelt.

b) Verbund Holz–Stahl

Die Verformbarkeit und der Widerstand der Verbindung hängen hauptsächlich von den Baustoffeigenschaften des Holzteiles ab. Folgende hauptsächlichliche Verbindungsmittel können vorgesehen werden: Nagel (mit oder ohne Vorbohren), Einlass- und Einpressdübel, Schrauben, Dübel, Ringnägel usw. Die Auswahlkriterien sind hauptsächlich abhängig von: den Baustoffeigenschaften des bestehenden Holzteiles, der Art der zu übertragenden Beanspruchung, der Ausführungsmöglichkeit der Verbindung, der Verformbarkeit der Verbindung, der sich eventuell ergebenden Schwächung im massgebenden Holzteil, der lokalen Exzentrizitäten und dem Aussehen nach der Verstärkung.

Die Eigenschaften und die Berechnungswerte der verschiedenen Verbindungsarten sind in der SIA Norm 164 enthalten. Die Bemessung wird z.B. in den Holztabellen (Lignum) behandelt.

c) Verbund Beton–Stahl

Der vorliegende Absatz bezieht sich auf punktförmige Verbindungen. Durch Klebverfahren erfolgreicher Verbund wird im Kapitel 7.3 (aufgeklebte Bewehrung) behandelt.

Der Verbund erfolgt in den meisten Fällen derart, dass die Verbindungselemente zwischen Beton und Stahl die gesamten der Schubkräfte übernehmen können. Dementsprechend müssen die Verbindungselemente eine genügende Verformbarkeit aufweisen.

Die Verbindung kann mittels Dübel oder Schenkeldübel erfolgen (siehe 6.4). Diese werden auf das Verstärkungselement geschweisst. Der Verbund wird durch das Ausgiessen vorgängig erstellter Aussparungen im Beton erreicht. Eine andere Variante stellt die Verwendung von Stahlstangen dar. Sie werden in Vorbohrungen versetzt und mit dem Beton chemisch oder mechanisch verbunden.

Das sich daraus ergebende Verhalten des Verbundquerschnittes (Stahl–Beton) wird im Kapitel 6 der vorliegenden Dokumentation untersucht.

Weitere Erläuterung des Entwurfskonzepts, der Bemessung, der erforderlichen Nachweise, der Grenzwerte der Methode findet sich in der SIA Norm 161 (1989) oder in der Fachliteratur (z.B. Verbundträger im Hochbau, SZS A3).

7.3 Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung

7.3.1 Anwendungsbereiche

Eine Verstärkung bestehender Stahl- und Spannbetontragwerke kann durch Ankleben von zusätzlicher Bewehrung erfolgen. Dieses seit mehr als 25 Jahren angewandte Verfahren ist stark weiter entwickelt worden und findet immer mehr Verbreitung.

Bei dieser Verstärkungsart werden an die Betonkonstruktion Stahlteile in Form von Lamellen oder Blechen äusserlich aufgeklebt und damit ein Verbundquerschnitt geschaffen.

Gebräuchliche Anwendungsbereiche:

- Umbau und Eingriff am Tragwerk (Durchbrüche, Veränderung der Auflagerbedingungen), die zu einer Umverteilung der Schnittkräfte in den noch verbleibenden Bauwerksteilen führen.
- Veränderte Einwirkungen (z. B. bei Änderung der Nutzung).
- Sanierung und Instandsetzung von Tragelementen.
- Erneuerung infolge Mängel und Schäden am Tragwerk.
- Panzerung von Betonkonstruktionen.

Die Klebebewehrung dient zur Verstärkung von Tragwerken, die vorwiegend unter statischer Einwirkung stehen. Sie ist grundsätzlich – bei sorgfältigen Vorabklärungen – auch bei Tragwerken mit nicht ruhender Verkehrseinwirkung oder dynamische Einwirkungen möglich.

Durch das Ankleben von Stahllamellen kann vor allem die *Gebrauchstauglichkeit* verbessert werden. Bei einer erneuten und zusätzlichen Rissbildung lassen sich feinere Rissbreiten und eine bessere Risseverteilung erzielen. Der Einfluss einer Klebebewehrung auf Durchbiegungen ist aber gering.

Das Niveau der Tragsicherheit eines mit aufgeklebter Bewehrung verstärkten Bauteils hängt vom Zustand des Tragwerkes vor dem Verstärken und von der Gewährleistung der Wirkung einer

aufgeklebten Bewehrung (z. B. bei Einwirkung von grösserer Temperaturen) ab. Im allgemeinen gilt der Grundsatz:

Die Tragsicherheit darf nie nur von der aufgeklebten Bewehrung allein abhängig sein.

Die hauptsächlichsten Anwendungsfälle betreffen Verstärkungen von Tragwerken, die vorwiegend auf Biegung beansprucht sind (z.B. bei Platten). Eine aufgeklebte Bewehrung kann aber auch bei Tragelementen eingesetzt werden, die unter Wirkung einer kombinierten Beanspruchung stehen (z.B. Biegung + Schub).

Folgende Vorteile gegenüber anderen Verstärkungsmitteln können zur Wahl einer Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung führen:

- Eine geringe Veränderung des Lichtraumprofils.
- Die an der bestehenden Tragstruktur notwendigen Eingriffe sind im allgemeinen klein.
- Die Vorbereitung der Lamellen in der Werkstatt kann parallel zu den Vorbereitungsarbeiten in situ ausgeführt werden. Daraus ergeben sich oft kurze Ausführungszeiten auf der Baustelle.

Jedoch sind dieser Technik gewisse Einschränkungen in der Anwendung gesetzt:

- Widerstandsfähigkeit gegenüber den Einwirkungen hoher Temperaturen (z.B. bei Brand) oder chemischer Agenzien.
- Verankerungsmöglichkeiten der Lamellen.
- Zustand des bestehenden Betons bzw. der Betonoberfläche.
- Ausführungsmöglichkeit der Klebearbeiten unter nicht ruhender Einwirkung (z.B. unter Verkehr).

7.3.2 Baustoffe

Heute werden noch vorwiegend *Stahllamellen* eingesetzt.

Daneben kommen seit einigen Jahren auch *Glas- oder Kohlefaserlamellen* (CFK) zur Anwendung (siehe 7.3.7).

Auf den nachfolgenden Seiten beschränken wir uns auf die Anwendung von Stahllamellen.

a) Metallische Bewehrungslamellen

Am häufigsten wird Stahl der Qualität Fe E 235 eingesetzt. Stähle höherer Qualität oder nicht rostende Stähle können ebenfalls in einigen Fällen zur Anwendung gelangen. Ihre mechanische Eigenschaften müssen jedoch für die Bemessung genau bekannt sein.

b) Kleber

Meistens werden Kleber auf Epoxidharzbasis mit folgenden Eigenschaften verwendet:

- Leichte Verarbeitbarkeit in einem breiten Temperaturbereich und genügend lange Verarbeitungsdauer.
- Angepasste Konsistenz.
- Aushärtung wenig von der Umgebungstemperatur und Luftfeuchtigkeit abhängig.
- Gute Haftung am Beton und an den Lamellen.
- Widerstandsfähigkeit gegen grosse Temperaturschwankungen und Angriffe aus den Umweltbedingungen.

c) Beton (bestehendes Stahlbetontragwerk)

Die Qualität einer Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung hängt stark von der Qualität der bestehenden Unterlage (Beton) ab.

Deshalb sind vor allem die Druckfestigkeit und die Haftzugfestigkeit des Betons im voraus zu bestimmen. Die Vorversuche, die Vorbehandlung der Betonoberfläche und die Qualitätsanforderung werden unter 7.3.5 a) behandelt.

Ebenso ist die Streckgrenze der inneren Bewehrung zu bestimmen, um den neuen Verbundquerschnitt zu bemessen.

7.3.3 Entwurfs- / Ausführungskonzept

a) Entwurf

- Bestandesaufnahme der Bauwerksakten und Zustandsaufnahme am Bauwerk. Bestimmung der inneren Bewehrung.
- Ermittlung der Betondruckfestigkeit bzw. der Beton – Haftzugfestigkeit.
- Abklärung der Verankerungs-, Abstütz- und Anpressmöglichkeiten, sowie der Anlagerungsbedingungen.
- Kontrolle der Ebenheit der Betonoberfläche und Vorkontrollen der Luftfeuchtigkeit und Temperatur.
- Erarbeitung des Entwurfs- und Ausführungskonzepts.
- Ausschreibung.

b) Vorbereitung für die Ausführung

- Erstellen der notwendigen Gerüstungen. Vorbereiten der Abstützungs- und Anpressvorrichtungen. Bereitstellen der verschiedenen Einrichtungen (Messapparate, Prismenschalungen und Stahlbleche für die Herstellung der Proben, Reinigungsmittel, evtl. Heizapparate, usw.).
- Vorbereiten der Betonoberflächen. Falls nötig: Ausgleichen der Unebenheiten, Bohren der Verankerungslöcher.
- Vorbereiten und Anpassen der Lamellen, Kontrolle der Ebenheit der Lamellen.

c) Ausführung und Kontrollen:

- Messen und Überwachung der Temperaturen von Luft und Beton.
- Feststellen der Betonfeuchtigkeit.
- Überprüfen der Lamellen- und der Betonoberfläche bezüglich Sauberkeit.
- Vorbereiten des Klebers. Auftragen des Klebers auf Lamellen.
- Herstellen der Prüfkörper.

- Anpressen der Lamellen. Entfernen des überschüssigen Klebers.
- Überprüfen der Ebenheit der Lamellen. Absuchen nach Hohlstellen (durch Abklopfen).
- Aufbringen des Korrosionsschutzes und des allfällig notwendigen Hitzeschutzes.
- Beurteilen der Ergebnisse der Probekörper und der Bauprotokolle.

7.3.4 Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung eines mit aufgeklebter Bewehrung verstärkten Tragelementes wird im Detail z.B. in folgenden Publikationen (R. Tausky 1993, M. Ladner / J. Pralong, Ch. Weder 1990) behandelt.

Von grundsätzlicher Bedeutung sind der Nutzungsplan und der Sicherheitsplan.

a) Nachweis der Tragsicherheit

Der Sicherheitsplan legt fest, für welche Gefährdungsbilder die Tragsicherheit rechnerisch nachgewiesen wird. Wie schon in Kapitel 7.3.1 ausgeführt worden ist, darf die Tragsicherheit nie ausschliesslich von der Wirksamkeit der aufgeklebten Bewehrung abhängig gemacht werden.

Der Nachweis für Biegung und Schub wird in der Regel gemäss der SIA Norm 160 (1989) durchgeführt.

b) Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit werden im Nutzungsplan festgelegt.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird nach der Theorie der linear-elastischen Werkstoffe durchgeführt.

Wie im Kapitel 7.3.1 ausgeführt worden ist, kann die zusätzliche Rissbildung verbessert werden. Der Einfluss auf Durchbiegungen ist aber kleiner.

c) Nachweis der Verankerungslänge

Nach Untersuchungen von Ranisch ist die erforderliche Verankerungslänge eine Funktion von:

- der Zugkraft in der Lamelle
- der Lamellenbreite und der Lamellendicke
- der Klebverbundspannung (in Funktion der Haftzugfestigkeit)

Können die erforderlichen Verankerungslängen nicht realisiert werden, behilft man sich mit anderen Lösungsmöglichkeiten (siehe 7.3.5. f).

7.3.5 Hinweise zur Konstruktion und Ausführung

Eine Verstärkung mittels aufgeklebter Bewehrung benötigt die Integration verschiedenartiger Bau- und Ausführungskriterien.

a) Vorbehandlung der Betonfläche / Qualitätsanforderungen

Die Wirksamkeit einer Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung hängt direkt von der Betonoberfläche, wie von einer guten Adhäsion zwischen dem Untergrund und dem Kleber ab.

Gefordert werden:

- Die Entfernung der äussersten Zementhaut und der wenig eingebundenen Zuschlagskörner.
- Befreiung der Oberfläche von Schmutzresten und Fettbelag.
- Trockene Oberfläche (maximale relative Feuchtigkeit 6%).

Die Auswahl der Vorbehandlungsart kann vom Zugang der zu behandelnden Oberfläche abhängig gemacht werden. Gleiches gilt für die Lage dieser Oberfläche (horizontal, vertikal, usw.). Beispiel einer Oberflächenvorbehandlung ist das Sandstrahlen.

Kontrolle der Haftzugfestigkeit an der Betonoberfläche nach Vorbehandlung-Abzugversuch:

Ein Abzugversuch, wie in Figur 7.10 beschrieben, erlaubt eine Ermittlung des Durchschnittswertes der Haftzugfestigkeit (ca. 1.0–3.0 N/mm²) und ebenfalls eine Kontrolle der Bruchfläche. Je nach Zeitraum zwischen dem Aufkleben und dem Abzugversuch, erlaubt der Versuch auch eine Beob-

achtung des Aushärtvorganges in der Klebfuge in Abhängigkeit der Luft- und Umgebungstemperaturen.

b) Reprofilierungsarbeiten, Kontrollen und Korrekturen von Unebenheiten

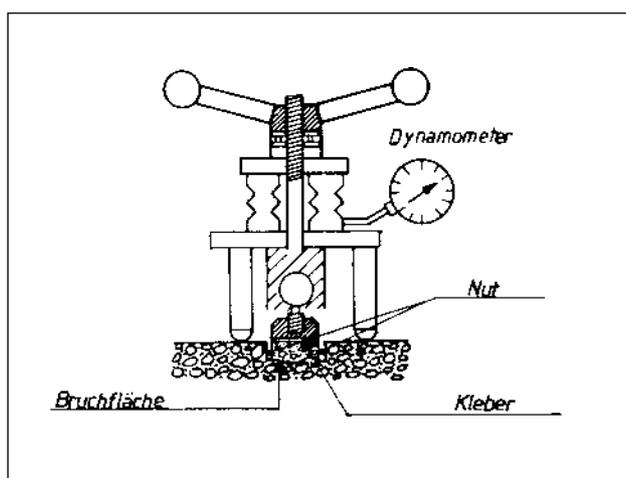
Sobald nicht akzeptable Unebenheiten auf der Betonoberfläche zu Tage treten, wird es notwendig, an erster Stelle einen Reprofilierungsmörtel anzubringen.

c) Lamellenabmessung: Beschränkung Lamellenbreite

Die Optimierung der Lamellenbreite hängt von den folgenden technischen Kriterien ab:

- Beim Ankleben einer breiten Lamelle besteht die Gefahr einer Bildung von grösseren Luftblasen in der Klebfuge.
- Die Beanspruchung sehr breiter Lamellen ist nicht gleichmässig auf die ganze Lamellenbreite verteilt. Daraus können sich in der Klebfuge komplexe Beanspruchungszustände ausbilden, die anfälliger auf ein Versagen sind.

Im Normalfall liegt die Lamellenbreite zwischen 50 und 200 mm.



Figur 7.10:
Abzugversuch

Lamellendicke

Eine Optimierung der Lamellendicke erfolgt aufgrund folgender Kriterien:

- Lamellen mit geringeren Dicken, d.h. mit kleiner Eigenbiegefestigkeit, können nur mit Mühe verlegt werden. Eine grosse Welligkeit kann Zugspannungen senkrecht zur Klebfuge verursachen.
- Dickere, also starre Lamellen, passen sich weniger gut der Betonoberfläche an.
- Vorbehandlung dünner Lamellen durch Sandstrahlen kann Schwierigkeiten bereiten.
- Korrosionserscheinungen sind bei dünnen Lamellen kritischer.
- Bei dicken Lamellen wachsen die Zugspannungen, die senkrecht auf die Klebfuge wirken, mit dem Abstand der Zugkraft in den Lamellen von der Klebfuge an.

Im Normalfall liegt die Lamellendicke zwischen 3 und 10 mm.

d) Lamellenverteilung

Bei Platten kann der Abstand zwischen den Lamellen im allgemeinen wie folgt abgeschätzt werden:

$$a < 5 \cdot d \text{ bzw. } < 0,2 \cdot L_x$$

a = Abstand zwischen den Lamellenachsen

d = Dicke der Platte

L_x = Kleinere Spannweite

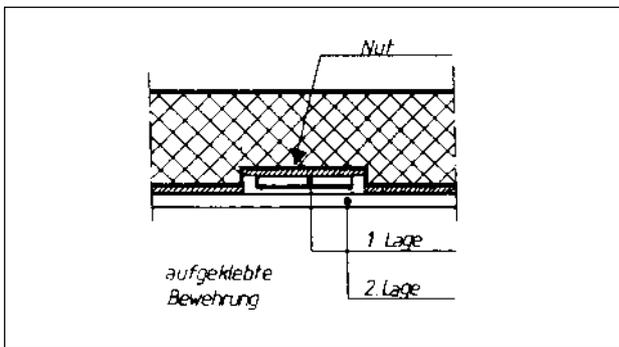
e) Kreuzen von Lamellen

Das Kreuzen von Lamellen, so z.B. bei Platten die in beiden Richtungen tragen, bietet ausführungstechnische Probleme.

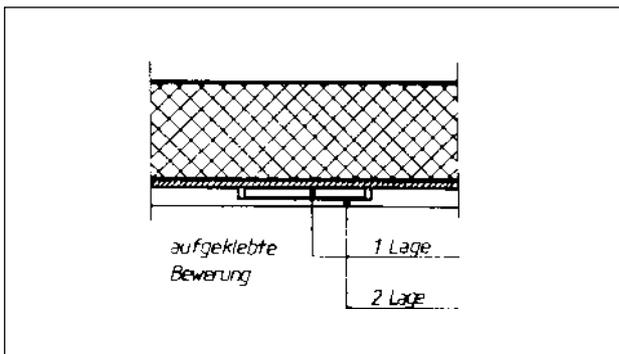
Man verzichtet allgemein auf das Anschliessen von Lamellen durch Verschweissen. Folgende zwei Methoden werden am häufigsten ausgeführt:

- Ausfräsen einer Nut im Beton für die Lamelle der ersten Lage (Figur 7.11).

- Auswahl einer dickeren Lamelle für die zweite Lage und Ausfräsen dieser Lamelle am Kreuzungspunkt (Figur 7.12). Diese Lösung beschränkt sich auf den Fall statischer Einwirkungen. Unter dynamischen Einwirkungen kann die Nut Ursache von Schäden infolge Ermüdung werden.



Figur 7.11:
Kreuzen von Lamellen

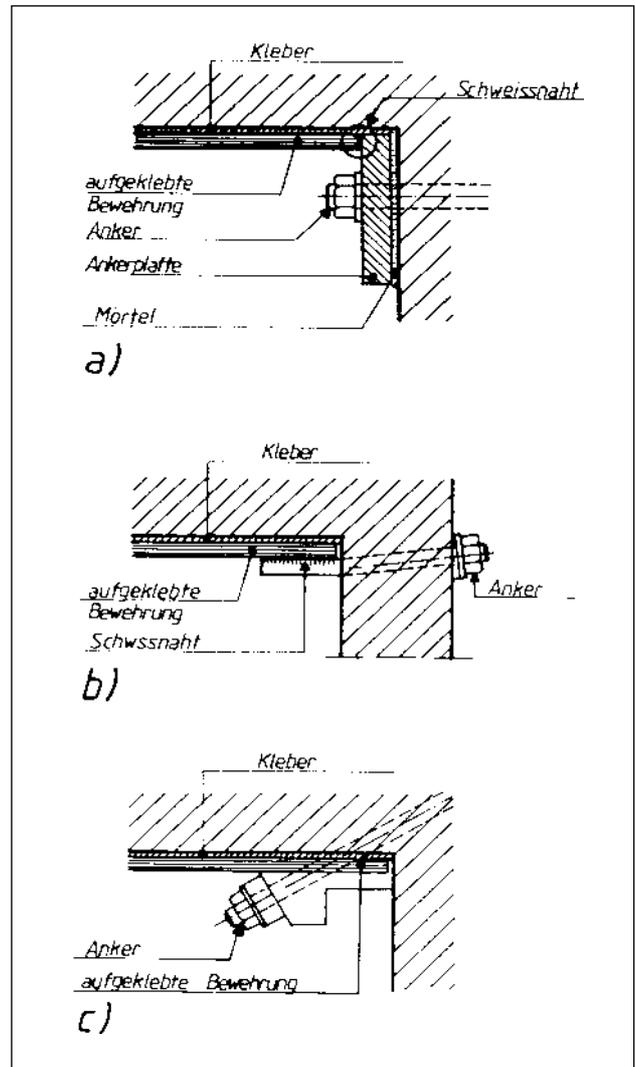


Figur 7.12:
Kreuzen von Lamellen: Anwendung nur unter statischen Einwirkungen

Eine weitere Lösung besteht in der Anwendung von grossflächigen Stahlblechen, die zur Kontrolle der Klebearbeiten in regelmässigen Abständen durchbohrt werden.

f) Verankerung: Sicherungsvorkehrungen

In gewissen Fällen lassen die örtlichen Verhältnisse die erforderlichen Verankerungslängen nicht zu. Eine Lösungsmöglichkeit ist die Verankerung der Lamellen in Form mechanischer Befestigungspunkte. Die Figur 7.13 erläutert Beispiele einiger solchen Verankerungen.

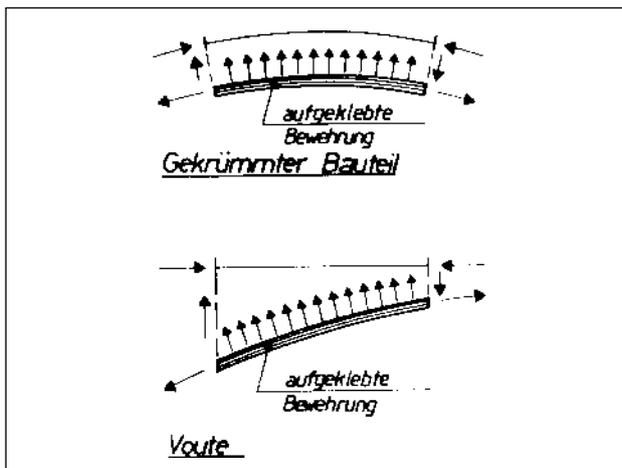


Figur 7.13:
Verankerungen: Beispiele von Sicherungsvorkehrungen

g) Umlenkung: Sicherungsvorkehrungen

Bei gekrümmten und voutenförmigen Bauteilen treten Zugkräfte senkrecht zum Klebefuge auf (Figur 7.14).

In solchen Fällen behilft man sich mit einer Verdübelung, die dazu dienen soll, die Gesamtheit dieser Zugkräfte aufzufangen.



Figur 7.14:
Beispiele von gekrümmten Lamellen

h) Anforderungen für die Klebearbeiten und den Anpressdruck

Feuchtigkeitsgehalt der Betonoberfläche:

Eine visuelle Beobachtung von Feuchtigkeitsspuren ist der erste Schritt zur Feststellung des Feuchtigkeitsgehalts der Betonoberfläche. Durch Erwärmen der Betonoberfläche ist es weiter möglich, Feuchtestellen zu entdecken, die in situ eine hellere Tönung aufweisen.

Sauberkeit und Ebenheit der Lamellen:

Die Lamellen dürfen weder Öl- oder Ablagerungs- noch Korrosionsspuren aufweisen und müssen vollkommen eben sein.

Auf der Baustelle müssen die Lamellen unter einer Bedachung geschützt und ferner auf flacher Unterlage gelagert werden, so dass jegliche Verformung vermieden wird. Vor ihrem Einbau werden die Lamellen nochmals gereinigt.

Vorbereitung des Klebers:

Als besonders wichtig erweisen sich die Mischmethoden der verschiedenen Komponenten und die Homogenität der Masse.

Temperatur:

Während der Gesamtdauer des Verklebens und des Aushärtens sollte die Temperatur der Luft und der Unterlage nicht unterhalb ca. 10 °C liegen.

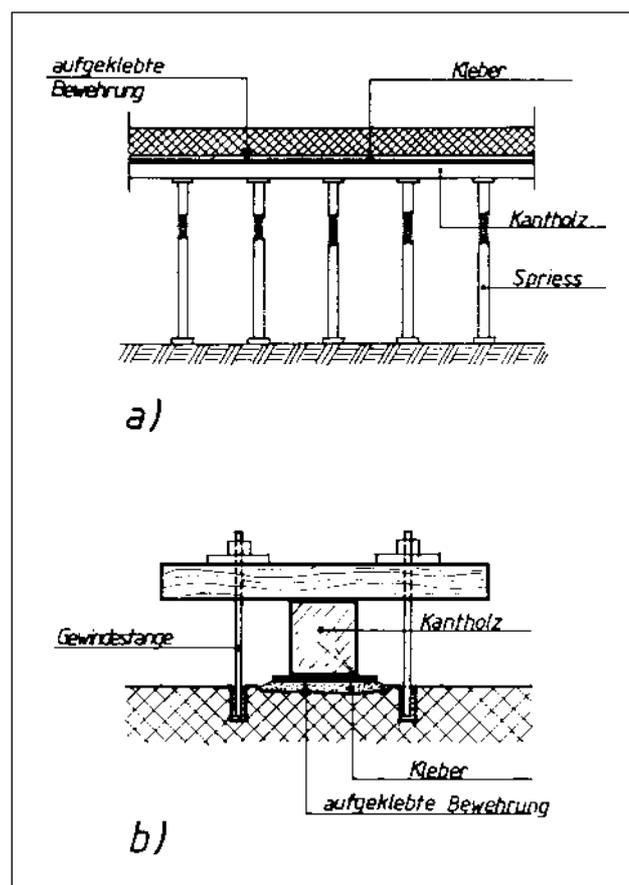
Kleberauftrag:

Unmittelbar nach seiner Vorbereitung wird der Kleber über die Lamellen mit einem Zahnstrukturspachtel (Streichrichtung: von der Mitte gegen den Lamellenrand / dachförmige Verteilung) aufgetragen. Dadurch wird erreicht, dass beim Anpressen die Luft nach aussen verdrängt wird.

Die Oberfläche des Klebers degradiert durch Luftkontakt rasch. Dieses Deteriorationsverhalten wird mit steigender Luftfeuchtigkeit noch beschleunigt.

Anpressen der Lamellen:

Beim Anpressen der Lamellen muss darauf geachtet werden, dass sich keine Lufttaschen bilden können. Die Lamellen sind vollflächig gleichmäßig an den Beton zu pressen (Anpressdruck von ca. 0,5 N/mm²), damit der überschüssige Kleber beidseitig seitlich herausgedrückt wird und gleichzeitig



Figur 7.15: Beispiele für das Anpressen

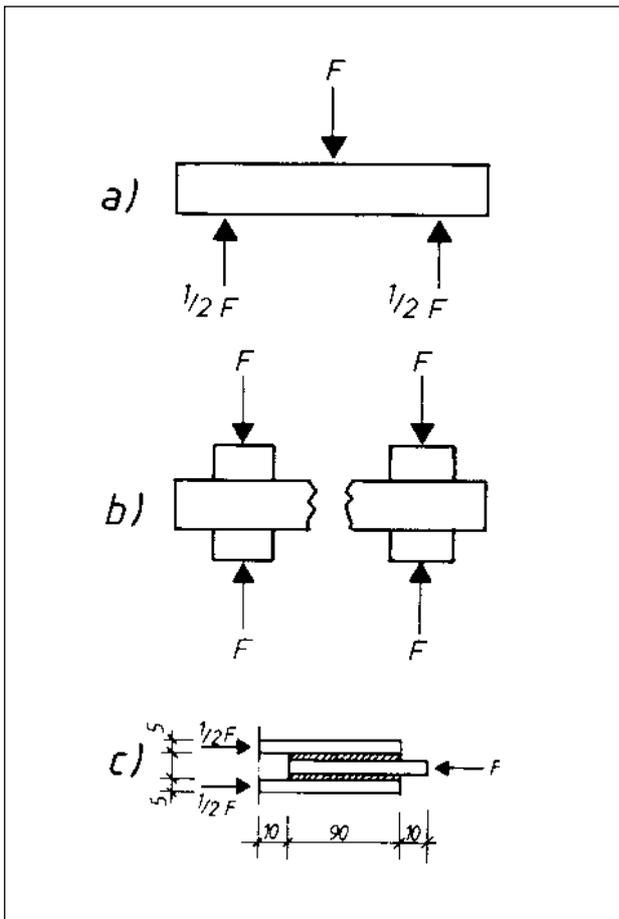
die eventuellen Luftblasen evakuiert werden (Figur 7.15). Die Klebefuge soll eine möglichst geringe Dicke aufweisen.

Während des Aushärtvorganges sollten Erschütterungen vermieden werden.

i) Kleber / Qualitätskontrolle

Die Qualität des Klebers kann folgendermassen während der Ausführung von Klebearbeiten kontrolliert werden:

- Kontrolle der Biegezugfestigkeit und der Würfeldruckfestigkeit an Probepismen 40x40x160 mm (Figuren 7.16 a) und b)).
- Kontrolle der Scherfestigkeit an Stahl-Sandwich-Proben (Figur 7.16 c).

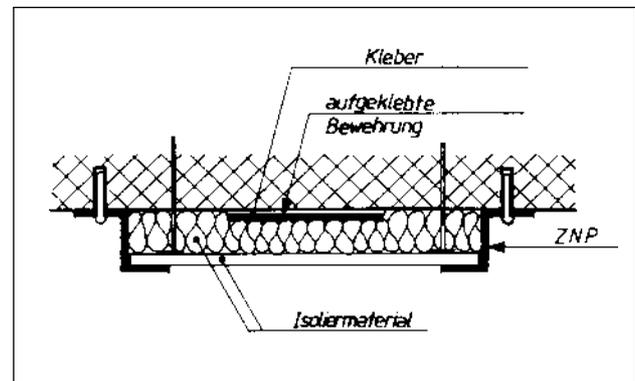


Figur 7.16:
Versuche zur Qualitätskontrolle des Klebers

j) Schutz gegen Hitze/Brandschutz

Bei Temperaturen über z.B. 70 °C (z.B. Brand) verlieren die Epoxidharzkleber an Festigkeit. Konstruktive Massnahmen (Isolationsbeschichtung, Spritzbeton, etc.) bilden Schutzmassnahmen deren Auswirkungen von Fall zu Fall einer kritischen Analyse bedürfen. Das Bild 7.17 zeigt eine Ausführungsvariante solcher Schutzvorkehrungen.

Eine Verankerung der Lamellen, die ihren Sturz auf Rettungsmannschaften im Falle eines Feuers vermeiden soll, erfolgt z.B. mit Dübeln.



Figur 7.17:
Beispiel einer Brandschutzverkleidung

k) Schutz gegen Korrosion

Ein anfänglicher Schutz der Lamellen gegen Korrosion entsteht durch einen Grundanstrich, der in der Werkstatt nach einem Sandstrahlen zu erfolgen hat. Nach dem Verkleben und dem Aushärten des Klebers werden die Lamellen mit einer Grundierung auf Epoxidharzbasis geschützt.

l) Kontrollen nach der Ausführung

Kontrolle der Ebenheit der Lamellen

Hauptsächlich visueller Natur.

Feststellen von allfällig entstandenen Hohlstellen in der Klebfuge

Durch Abklopfen, z.B. mit einem Hammer.

Existieren grössere Hohlstellen (von mehr als ca. 5 cm²), kann die Lamelle durchbohrt und mit

Epoxidharz injiziert werden. Selbstverständlich muss der Injektionsdruck dosiert werden, um kein Auseinanderklaffen der Lamellen zu verursachen.

Kontrolle der Versuchsprotokolle

Alle Beobachtungs-, Mess- und Versuchsprotokolle die während der Ausführung der Arbeiten entstehen, werden beim Abschluss der Arbeiten ebenfalls kontrolliert.

m) Ausführung der Klebearbeiten unter Erschütterungen

Die Ausführung einer Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung unter Verkehr bedarf einer besonderen Aufmerksamkeit.

Bis heute fehlen noch Versuchsergebnisse über Auswirkungen von Erschütterungen auf die Festigkeit in der Klebfuge. Die für Beton durchgeführten Versuche erlauben aber die Vermutung, dass die Würfeldruckfestigkeit nicht beeinträchtigt wird. Man muss auch darauf achten, dass die Anpresshilfen durch die Erschütterung während der gesamten Aushärtungszeit nicht gelockert werden.

Im Bereich von Rissen kann eine gegenseitige Bewegung der Rissufer unter Verkehr auftreten. Diese Rissbewegungen sind vor den Klebearbeiten zu messen. Bei bisherigen Versuchen konnten bis Rissbewegungen kleiner als 0.003 mm während der Arbeiten keine nachteiligen Konsequenzen festgestellt werden.

Für die Mehrheit der Fälle spielen bei Strassenbrücken allerdings i.a. nur die Einwirkungen aus dem Schwerverkehr eine Rolle.

7.3.6 Ausschreibung / Besonderheiten

Folgende Zulieferungen und Arbeiten liegen bei einer Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung der Offerte speziell zugrunde:

- Eventuelle Vorbereitungsarbeiten: Schutzmassnahmen, Abstützung des Tragwerkes.
- Vorbereitung der Betonoberfläche inkl. evtl. Ausfräsen von Nuten im Beton.
- Falls notwendig, Reprofilierungsarbeiten.

- Zulieferung und Anpressen der Lamellen inkl. Auftragen des Klebers.
- Zuschläge für das Ausfräsen, das Bohren, usw.
- Sicherungsvorkehrungen zur Verankerung der Lamellen.
- Korrosionsschutzmassnahmen und gegebenenfalls auch gegen Hitzeeinwirkung und chemische Agenzien.
- Ausführung von praktischen Prüfungen auf Beton und Kleber.

Der Unternehmer erteilt in seiner Offerte nähere Angaben über das Anpressverfahren. Vor irgendwelcher praktischen Anwendung untersteht das Verfahren unbedingt einer Genehmigung.

7.3.7 Aktuelle Forschungsgebiete

a) Neue Anwendungsbereiche

Verstärkung von Mauerwerken

Wenn in Mauerwerken Wände stabilitätsgefährdet sind, kann eine Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung in Frage kommen. Die Lamellen werden beidseitig auf die Wand aufgebracht und punktförmig durch Verankerungsschrauben verbunden.

Verstärkung von Holzbalken

Das Anwendungsprinzip einer Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung eines Holzbalken beruht auf gleichem Verfahren wie im Beispiel eines Betontragwerkes. Die Technik wurde bereits in praktischen Fällen angewandt, besonders bei Balken alter Holzdecken.

b) CFK-Lamellen

Der Gedanke des Einsatzes von CFK-Lamellen anstelle von Stahllamellen hat bereits eine erfahrungsreiche Vergangenheit hinter sich und Forschungsergebnisse finden, z.B. im Hochbau und im Brückenbau, ihre Anwendung. Diese Technik ist nicht Thema dieser Dokumentation. Man möchte sich auf Fachliteratur beziehen (H. Kaiser 1989, G. Ivanyi / W. Buschmeyer 1992, M. Ladner 1993, M. Deuring 1993, M. Deuring, 1994).



*Figur 7.18:
Beispiele von Verstärkungen mit aufgeklebter Bewehrung (Bilder: Stahlton AG, Zürich)*

Literatur zu Kapitel 7:

- Baudirektion SBB:
Richtlinie für die Beurteilung von genieteten
Eisenbahnbrücken
Bern 1992.
- Deuring, M.:
Verstärken von Stahlbeton mit gespannten
Faserverbundwerkstoffen
EMPA / Bericht Nr. 224, Dübendorf 1993.
- Deuring, M.:
CFK-Lamellen im Bauwesen, Verstärkung von
Tragwerken aus Beton
Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 26,
1994.
- Ivanyi, G., Buschmeyer, W.:
Verstärkungen von Spannbetonbrücken durch
Stahllaschen, Anwendungskriterien
Beton und Stahlbetonbau 88 Hefte 11/12,
1992.
- Kaiser, H.:
Bewehren von Stahlbeton mit Kohlenstoff-
faserverstärkten Epoxidharzen
Dissertation ETHZ Nr. 8918, Zürich 1989.
- Kunz, P.:
Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der
Ermüdungssicherheit bestehender Brücken
aus Stahl
Thèse Nr. 1023, EPFL, Lausanne 1992.
- Ladner, M, Weder, Ch.:
Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau
EMPA / Bericht Nr. 206, Dübendorf 1981.
- Ladner, M., J. Pralong, J., Weder, Ch.:
Geklebte Bewehrung: Bemessung und
Erfahrungen
EMPA / Forschungs- und Arbeitsbericht
Nr. 116/5, Dübendorf 1990.
- Ladner, M.:
Geklebte Bewehrung – Stahl oder CFK?
Schweizer Ingenieur und Architekt 1993.
- SIA 160:
Einwirkungen auf Tragwerke
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-
Verein, Zürich 1989.
- SIA 162:
Betonbauten
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-
Verein, Zürich 1989.
- SIA 169:
Erhaltung von Ingenieur-Bauwerken
Empfehlung, Schweizerischer Ingenieur- und
Architekten-Verein, Zürich 1987.
- SIA 462:
Beurteilung der Tragsicherheit bestehender
Bauwerke
Richtlinie, Schweizerischer Ingenieur- und
Architekten-Verein, Zürich 1994.
- Tausky, R.:
Betontragwerke mit Aussenbewehrung
Birkhäuser Verlag, Basel 1993.

8 Verstärkung durch Vorspannung

8.1 Anwendungsbereiche	111
-------------------------------	------------

8.2 Baustoffe	114
----------------------	------------

8.3 Berechnung und Bemessung	116
8.3.1 Grundsätzliches zur Wirkung der Vorspannung	116
8.3.2 Vorspannung mit und ohne Verbund	117
8.3.3 Wahl des Vorspanngrades	120
8.3.4 Kräfteinleitungszonen bei Verankerungen und Umlenkstellen	121
8.3.5 Reibungsverluste	121

8.4 Konstruktive Hinweise	122
8.4.1 Anordnung der Spannglieder	122
8.4.2 Ausbildung von Verankerungszonen	123
8.4.3 Ausbildung von Umlenkstellen	126
8.4.4 Anforderungen an externe Spannglieder	127

8.5 Ausschreibung	129
--------------------------	------------

8.6 Ausführung	130
-----------------------	------------

Literatur zu Kapitel 8	131
-------------------------------	------------

8 Verstärkung durch Vorspannung

8.1 Anwendungsbereiche

Die nachträgliche Vorspannung bestehender Tragwerke kann sowohl zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit (Schliessen von Rissen, Verminderung von Verformungen, Verbesserung des Schwingungsverhaltens, usw.) als auch zur Erhöhung der Tragsicherheit (Biegung, Querkraft, Normalkraft) dienen.

In der Regel wird die Vorspannung mittels Spanngliedern erzeugt. In Einzelfällen können auch durch aufgezwungene Tragwerksverformungen günstige Effekte erzielt werden. Diese zweite Art wird aber nachfolgend nicht behandelt, denn deren Wirkung kann durch Kriechen und Schwinden des Betons stark abgebaut werden (bei bestehenden Tragwerken je nach deren Alter von geringerer Bedeutung) und sie ist im Bruchzustand in der Regel nicht wirksam. Die nachträglich angewendeten Spannglieder verlaufen üblicherweise extern zum bestehenden Tragwerk und sind mit diesem nur bei den Verankerungen und Umlenkstellen verbunden. In Sonderfällen sind auch schon Spannglieder in nachträglich gebohrte Löcher von Tragkonstruktionen eingesetzt, gespannt und verpresst worden (interne Spannglieder). Diese Art Verstärkung entspricht der im Normenwerk als Regelfall behandelten Vorspannung mit Verbund. Im weiteren sind Verstärkungen mittels vorgespannten Boden- und Felsankern möglich. Solche Anwendungen werden in Kapitel 9 behandelt.

Die Vorspannung eignet sich vorzüglich dazu, den im Tragwerk herrschenden Spannungs- und Verformungszustand günstig zu beeinflussen. Im Gegensatz zur Verwendung ungespannter Stahlverstärkungen gemäss Kapitel 7 bewirkt die Vorspannung eine Verbesserung des Tragverhaltens eines bestehenden Tragwerkes auf aktive Art und Weise:

- Verformungen können dauerhaft günstig beeinflusst werden
- Risse schliessen sich wieder (in der Regel in Kombination mit Rissinjektion); damit Verbesserung der Dauerhaftigkeit und der Funktionstüchtigkeit (z.B. bei undichten Behältern)
- Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit

Die Projektierung und Ausführung von Verstärkungsmassnahmen mittels Vorspannung verlangt besondere Fachkenntnisse.



Figur 8.1:
Fachwerkbrücke in Stahl über die Aare in Aarwangen, vorgespannt mittels verschlossenen Drahtseilen $\varnothing 63$ mm, Ausführung 1967 (Müller, 1969)

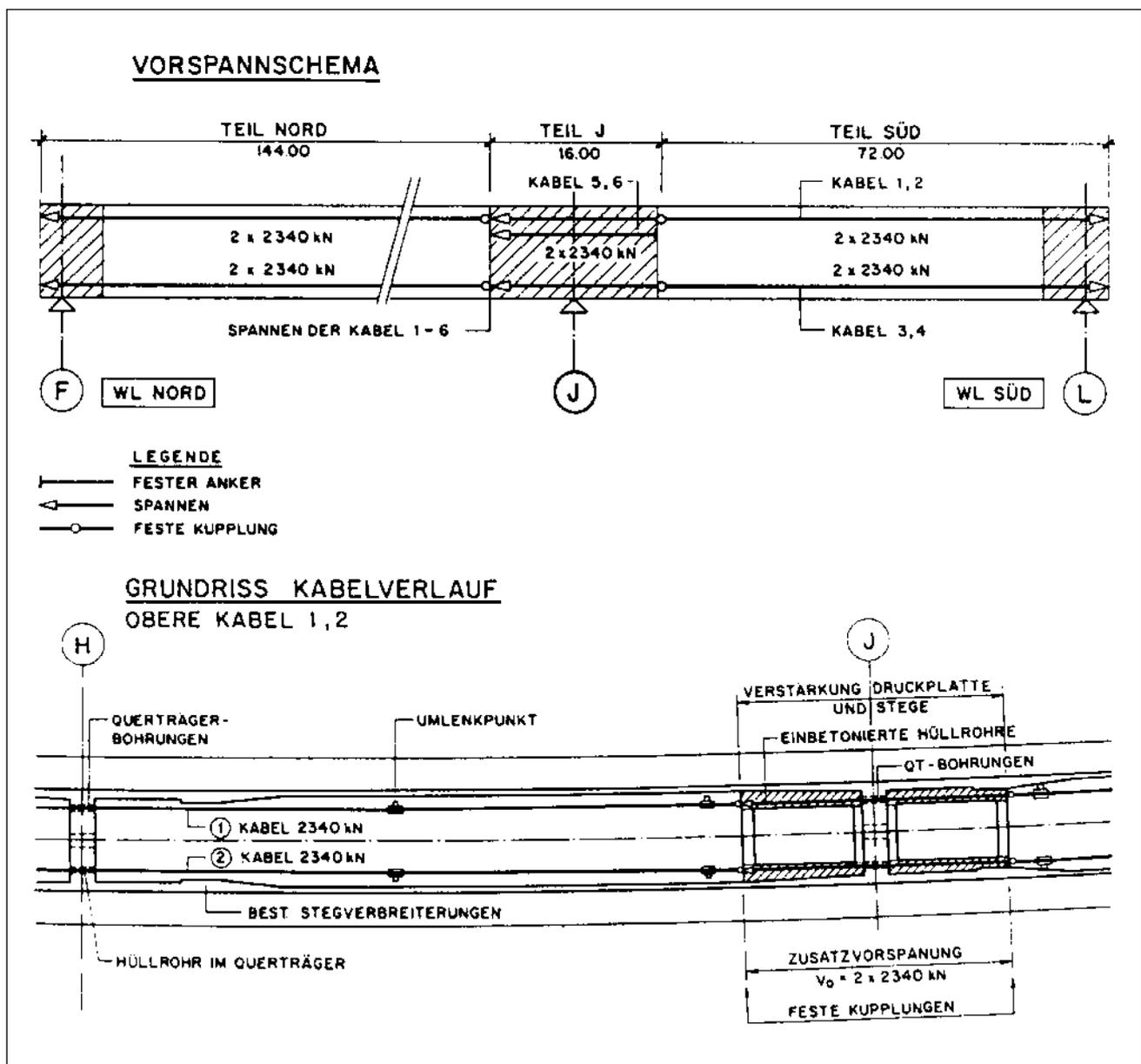


Figur 8.2:
Reussbrücke Wassen, Brücke vor dem Anheben und Einbau der externen Spannglieder, (Lüpold, 1988)

Die Anwendung externer Spannglieder kann bei allen üblichen Arten von Baustoffen wie Stahl- oder Spannbeton, Stahl, Holz oder Mauerwerk erfolgen. Im weiteren ist deren Einsatz auch bei den verschiedenartigsten Tragwerken möglich und grösstenteils auch bereits praktiziert worden.

Dazu gehören:

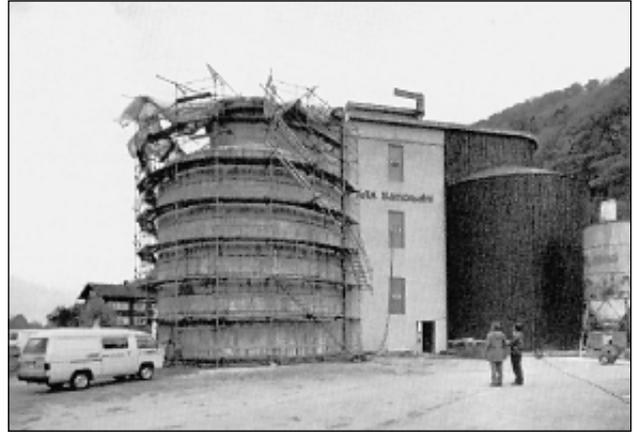
- Brücken (Figuren 8.1 bis 8.3)
- Träger und Dachkonstruktionen in Hochbauten (Figur 8.4)
- Gebäudehüllen (Figur 8.5)
- Behälter und Silos (Figuren 8.6 und 8.7)



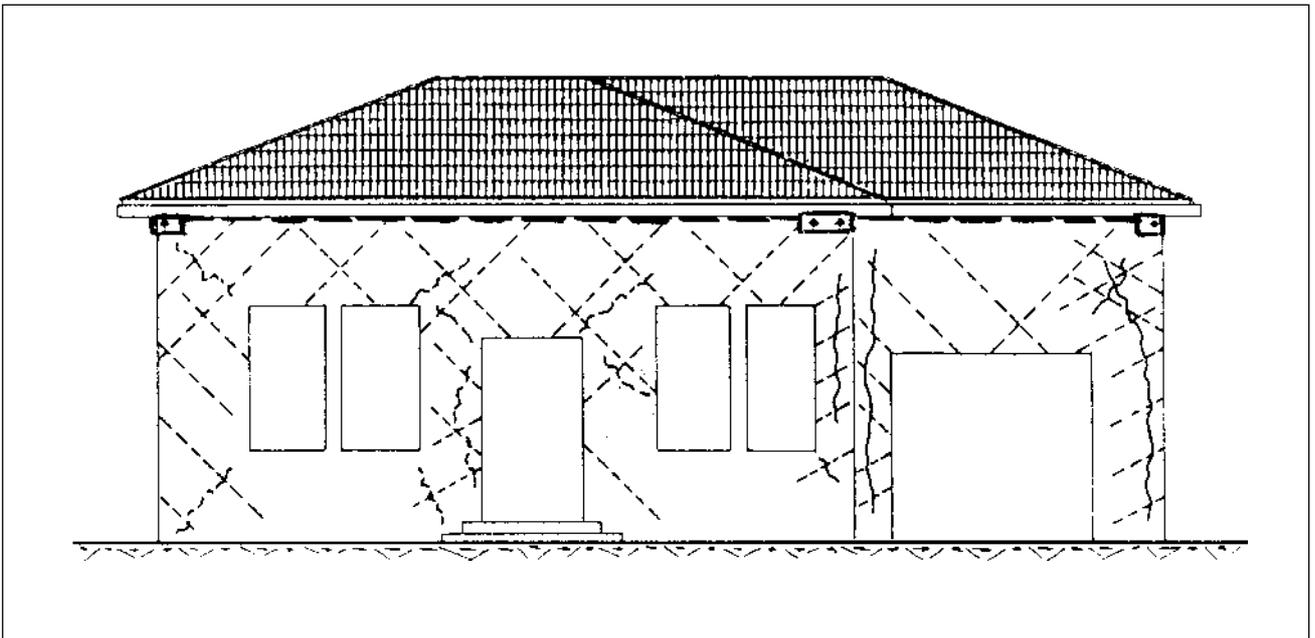
Figur 8.3:
Reussbrücke Wassen, Anordnung der externen Spannglieder (Moretti, 1989)



Figur 8.4:
Unterspannung von Betonträgern in einem Fabrikationsgebäude, Ausführung 1988/ 89 (Heer, 1989)



Figur 8.6:
Sanierung Vorfalturn ARA Alpnach mittels Ringspanngliedern, Ausführung 1987 (Weder/ Heer, 1987)



Figur 8.5:
Einfamilienhaus, beschädigt im Friaul-Erdbeben und anschliessend mit Spanngliedern direkt unter dem Dachrand verstärkt, Ausführung 1987 (VSL, 1988)

8.2 Baustoffe

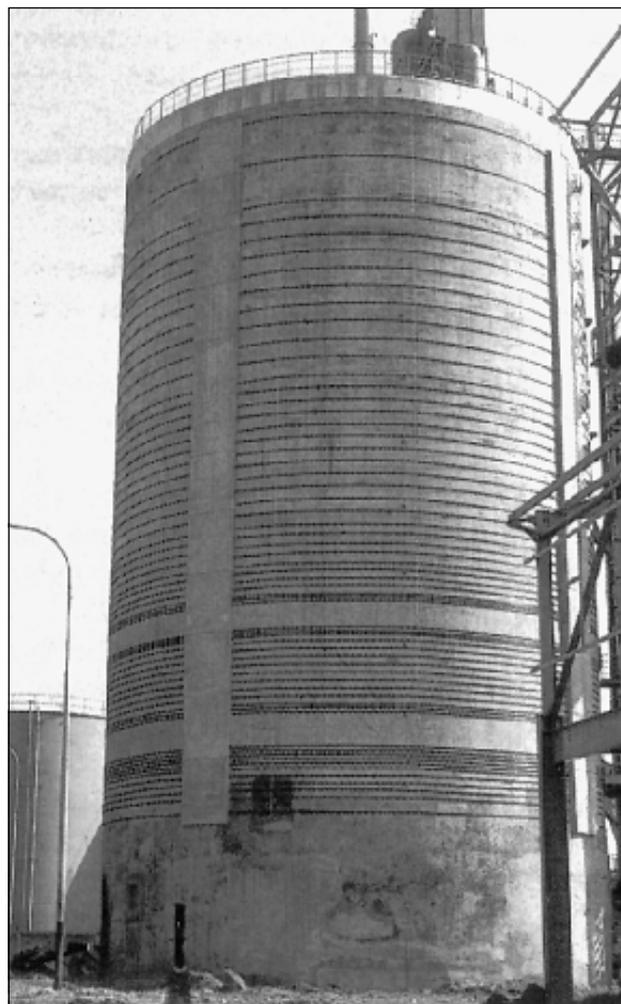
Externe Spannglieder bestehen im wesentlichen aus den folgenden Elementen:

- Zugglieder aus Spannstählen (seit einigen Jahren werden im Ausland im Rahmen von einzelnen Pilotprojekten auch Zugglieder aus Faserverbundwerkstoffen eingesetzt; bis zur Marktreife wird es noch einige Zeit brauchen, weshalb hier nur von Zuggliedern aus Spannstählen die Rede ist)
- Verankerungen (mechanisch oder mittels Verbund)
- Korrosionsschutzsysteme (Hüllrohre, Zementinjektion, Fette, Wachse, usw.)
- Sattelkonstruktionen bei Umlenkstellen der Spannglieder
- Geräte zur permanenten Überwachung (z.B. Kraftmessdosen)

Bis heute sind sehr unterschiedliche Arten von externen Spanngliedern zur Anwendung gelangt. Die Divergenzen sind mit unterschiedlichen Anforderungen der Bauherren, den verschiedenartigen Problemstellungen sowie dem jeweiligen technologischen Entwicklungsstand zu erklären.

Als *Zugglieder* werden Spannstähle verwendet. Die Norm SIA 162 lässt Drähte, Litzen und Stangen zu. Für umgelenkte, externe Spannglieder kommen üblicherweise nur Drähte $\varnothing 7$ mm und Litzen $\varnothing 13$ mm und $\varnothing 15$ mm zur Anwendung. Die Verwendung von glatten oder gerippten Stangen ist in der Regel nur bei geraden Spanngliedern zu empfehlen.

Die Norm SIA 162 schreibt in Ziffer 5 45 vor, dass *Spannsysteme* den Nachweis der erstmaligen Prüfung zu erbringen haben und einer laufenden Überwachung unterliegen müssen. Die Details hierzu sind in der Norm SIA 162/1, Ziffer 4 3 geregelt. Im weiteren enthalten die Ziffern 5 42 bis 5 44 der Norm SIA 162 Anforderungen in bezug auf Verankerungen, Kupplungen, Hüllrohre und Füllgut. Beim Erarbeiten dieser Texte hatten die Normschaffenden dabei nicht die externe Vorspannung vor Augen, sondern die üblicherweise in der Schweiz verwendete Vorspannung mit Verbund. In den nachfolgend wiedergegebenen Ziffern wird



Figur 8.7:
Sanierung Klinkersilo in Indonesien mittels Ringspanngliedern, Ausführung 1986 (VSL, 1988)

allerdings auch auf die Vorspannung ohne Verbund hingewiesen, wobei diesen Hinweisen die sogenannten Monolitzen für Flachdecken zugrunde liegen (d.h. gefettete, kunststoffumhüllte Einzellitzen):

- Ziffer 5 43 2 (Hüllrohre):

«Hüllrohre für Spannverfahren ohne Verbund müssen so beschaffen sein, dass sie den dauernden Schutz des Spannstahls gegen mechanische und chemische Angriffe gewährleisten und mit dem eingebrachten Schutzmittel verträglich sind.»

- Ziffer 5 44 6 (Füllgut):

«Für Spannsysteme ohne Verbund soll eine Beschichtung den dauerhaften Korrosionsschutz des Spannstahls und des Verankerungsbereiches gewährleisten. Die Beschichtung besteht in der Regel aus Fett geeigneter Qualität, das keine korrosionsfördernden Beimengungen enthalten darf, das mit dem ungebundenen Hüllrohr verträglich ist und dieses ohne Bildung von Hohlräumen ausfüllt.»

Diese technischen Anforderungen, sowie die organisatorischen zur Eigen- und Fremdüberwachung können für externe Spannglieder sinngemäss angewendet werden. Im übrigen werden auch zementinjizierte, externe Spannglieder verwendet. Für das Injektionsgut gelten die entsprechenden Bestimmungen in den Normen SIA 162 und 162/1.

Es ist die Aufgabe des verantwortlichen Bauherrn oder des Projektverfassers für das jeweilige Projekt die Anforderungen festzulegen und die eingereichten Vorschläge der Spannverfahrensfirmen danach zu beurteilen. Die oben erwähnten Grundlagen aus den Normen SIA 162 und 162/1, sowie die nachfolgenden Hinweise können Entscheidungshilfe sein. Die hier gegebenen Erläuterungen gelten im übrigen auch für Schrägseile, die in Einzelfällen auch als Verstärkungsmittel eingesetzt werden können.

Der Vollständigkeit halber ist auf die erst in englischer Sprache vorliegende Vornorm ENV 1992-1-5: «The use of unbonded and external prestressing tendons» hinzuweisen (Die Anwendung von internen und externen Spanngliedern ohne Verbund), März 1993; dies ist der Teil 5 der Vornorm EC 2 bzw. SIA V 162.001: «Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken». Diese Vornorm enthält sowohl technologische Hinweise als auch solche zur Bemessung von Tragwerken, die mit Spanngliedern ohne Verbund vorgespannt sind.

Der Projektverfasser hat in der Ausschreibung festzulegen, ob die Spannglieder *regulierbar*, *überwachbar* und *auswechselbar* sein sollen. Die externe Vorspannung bietet die Möglichkeit, die vorgenannten Eigenschaften zu verwirklichen, wenn dies gefordert ist. Dies allerdings nur dann, wenn die Spannglieder und insbesondere die Verankerungen dementsprechend konzipiert sind. Hierzu einige Hinweise:

- *Regulierbarkeit:*

Die Regulierung der Vorspannkraft in einem Spannglied kann aus verschiedenen Gründen wünschbar sein. Es gibt Gründe für das Erhöhen und das Vermindern evtl. bis zum vollständigen Ablassen der Vorspannkraft. Der Korrosionsschutz darf durch solche Operationen nicht beeinträchtigt werden.

- *Überwachbarkeit:*

Bei einem externen Spannglied kann die Spannkraft mittels permanent oder nur temporär installierten Kraftmessdosen überwacht werden. Eine periodische Kraftmessung kann auch mittels Spannpressen erfolgen, wenn dies von der Verankerungsbildung und den Platzverhältnissen her möglich ist.

Seit jüngster Zeit sind Spannsysteme in Entwicklung begriffen, welche das Zugglied und die mechanische Verankerungen vom Bauwerk elektrisch trennen (Matt, 1990). Dies hat u.a. den Vorteil mit elektrischer Widerstandsmessung zu prüfen, ob das Kunststoffhüllrohr noch intakt ist.

- *Auswechselbarkeit:*

Externe Spannglieder sollten so konstruiert werden, dass sie bei Bedarf ausgetauscht werden können. Anlass zu einem solchem Vorgehen kann eine Schädigung durch eine aussergewöhnliche Einwirkung – z.B. Brand – sein. Nicht nur die Spannglieder müssen die Auswechselbarkeit erlauben, auch die Tragkonstruktion muss entsprechend ausgelegt sein. Bei Brücken beispielsweise sollte eine solche Operation ohne Nutzungsbeschränkung möglich sein.

Weitere Hinweise zu externen Spanngliedern sind in 8.3.5 und 8.4 enthalten.

8.3 Berechnung und Bemessung

8.3.1 Grundsätzliches zur Wirkung der Vorspannung

Anhand des Beispiels eines Stahlbetonbiegeträgers wird nachfolgend grundsätzliches zur Wirkung der Vorspannung in Erinnerung gerufen. Bei der Vorspannung von Tragwerken aus Stahl, Holz, Mauerwerk oder bei Verbundkombinationen gelten die Hinweise sinngemäss.

Mittels Vorspannung wird im Tragwerk ein Eigenspannungszustand erzeugt. Der Spannkraft entsprechen Schnittkräfte und Spannungen im Betonquerschnitt, die Verformungen des Tragwerks zur Folge haben. Bei statisch unbestimmten Systemen entstehen ausserdem Schnittkräfte aus behinderter Verformung (Zwängungsmomente). Diese sind beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Risse, Verformungen) immer zu berücksichtigen. Dabei sind die Spannkraftverluste infolge Spanngliedreibung, der elastischen Tragwerksverkürzung, des Kriechens und Schwindens des Betons sowie der Relaxation des Spannstahls in Rechnung zu stellen.

Beim Nachweis der Tragsicherheit wird in der Schweiz die Wirkung der Vorspannung auf der Widerstandsseite bei M_R eingeführt:

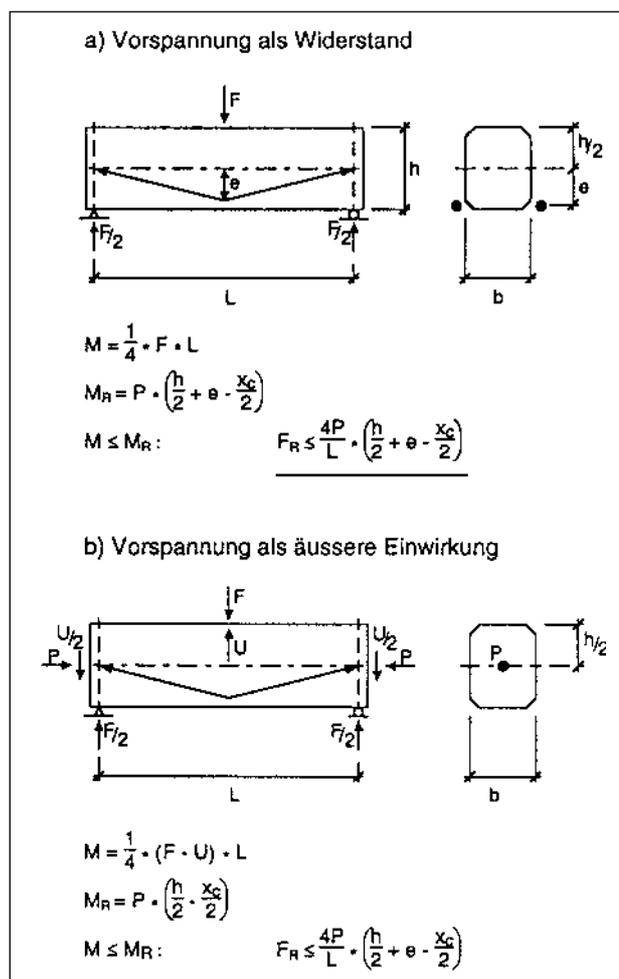
$$M_d \leq \frac{M_R}{\gamma_R}$$

M_d : Bemessungswert gemäss Norm SIA 160
 M_R : Biegezugwiderstand gemäss Norm SIA 162
 γ_R : Widerstandsbeiwert (im Regelfall beträgt $\gamma_R = 1.2$)

Der Eigenspannungszustand darf nicht berücksichtigt werden, wenn der Tragwiderstand mit der Gesamtzugkraft im Spannstahl ermittelt wird. Diese ergibt sich aufgrund der Vordehnung und der im Bruchzustand evtl. vorhandenen Zusatzdehnung. Als äussere Einwirkung ist die Vorspannung dann zu berücksichtigen, wenn sie lokale Zerstörungen (siehe 8.3.4) oder ein Versagen des Tragwerks verursachen kann.

In andern Ländern wird die Wirkung der Vorspannung auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Gerade bei der Anwendung externer Spannglieder eignet sich diese Methode ihrer An-

schaulichkeit wegen gut. Im übrigen führen beide Methoden, richtig angewendet, zum gleichen Resultat. Figur 8.8 zeigt für einen einfachen Balken mit externen, polygonal geführten Spanngliedern, dass sich bei beiden Betrachtungsweisen die gleiche Traglast ergibt. Im Falle a) sind die Spannglieder Bestandteil des Tragwerkswiderstandsystems. Im Falle b) wird deren Wirkung vom Betonträger getrennt und mittels den entsprechenden Umlenkkraften sowie den Anker- und Reibungskraften berücksichtigt. Die letzteren entfallen im vorliegenden Beispiel unter der Annahme, dass die Spannglieder beidseitig gespannt werden.



Figur 8.8:
Wirkung der externen Vorspannung auf einen Biegeträger

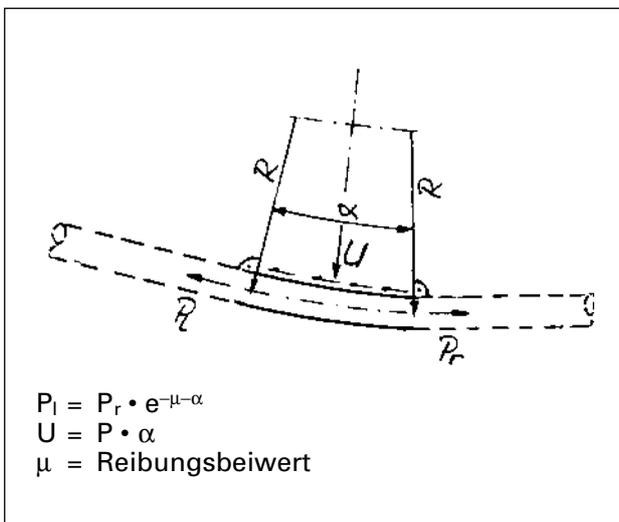
a) Vorspannung als Widerstand

b) Vorspannung als äussere Einwirkung

Beide Betrachtungsweisen ergeben die gleiche Traglast F

Der allgemeine Fall, der an einer Umlenkstelle entstehenden Kräfte, ist in Figur 8.9 dargestellt. Auch bei statisch unbestimmten Tragsystemen kann gezeigt werden, dass beide Methoden zum gleichen Resultat führen, denn die zusätzlich entstehenden Zwängungsmomente verschieben nur die Momenten-Schlusslinie.

Beim Nachweis der Tragsicherheit können sich je nach Wahl der Lastfaktoren und Widerstandsbeiwerte unterschiedliche Resultate ergeben. Es empfiehlt sich deshalb bei der Methode a) die Normen SIA 160 und 162 und bei der Methode b) die europäischen Vornormen ENV 1992-1-1 (als SIA V 162 001 veröffentlicht) und ENV 1992-1-5 zu verwenden.

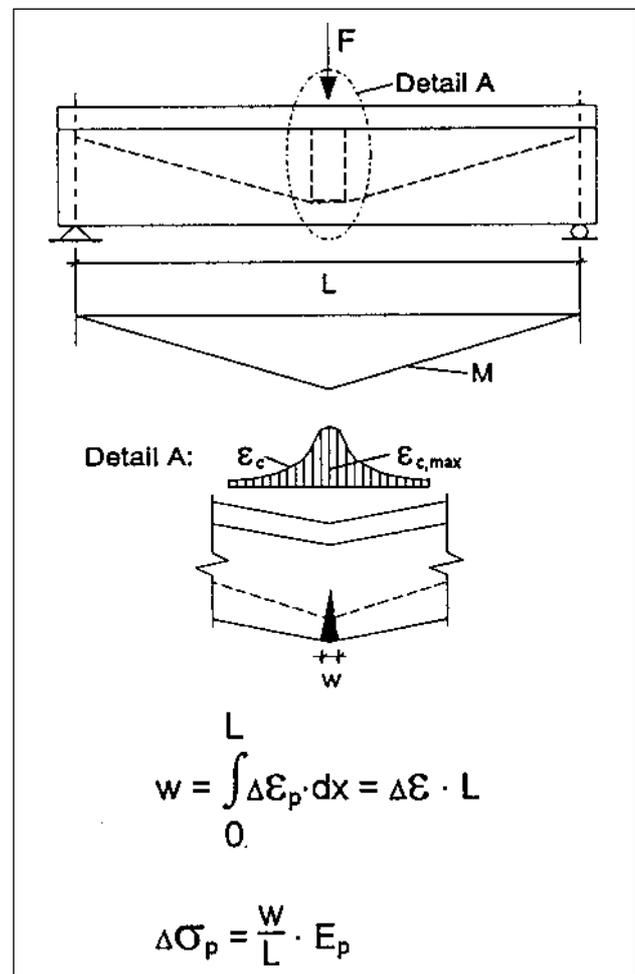


Figur 8.9:
Kräfte bei Umlenkstelle

8.3.2 Vorspannung mit und ohne Verbund

In der Schweiz kommt sowohl die Vorspannung mit als auch diejenige ohne Verbund zur Anwendung; die letztere vor allem bei Flachdecken im Hochbau. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Unterschiede im Verhalten von Tragwerken bei beiden Anwendungsarten grundsätzlich bekannt sind, so dass hier nicht auf alle Einzelheiten eingegangen werden muss (z.B. Ritz, 1978).

Figur 8.10 zeigt einen Biegeträger mit externer Vorspannung. Vor dem Erreichen der Risslast des Trägers besteht kein Unterschied im Verhalten gegenüber Vorspannung mit Verbund. Nach dem



Figur 8.10:
Biegeträger mit externer Vorspannung nach Überschreiten der Risslast

Erreichen der Risslast entsteht in Feldmitte ein Riss oder sehr wenige Risse in grösseren Abständen je nach Momentenverlauf, nämlich dann, wenn im Träger keine oder nur wenig schlaife Biegebewehrung vorhanden ist. Die Spannglieder können sich, abgesehen von der Reibungsbehinderung zwischen den Verankerungen auf ihrer ganzen Länge frei dehnen. Dies bedeutet, dass die aus der Rissweite w entstehende Zusatzdehnung in den Spanngliedern nur eine geringe Spannungserhöhung bewirkt. Damit ergibt sich bei nur geringer weiterer Lastaufnahme eine rasche Zunahme der Rissweite w und der Durchbiegung. Die Nulllinie wandert im kritischen Querschnitt rasch nach oben und es entsteht eine starke äussere Konzentration der Betonstauchungen bis zum plötzlichen, explosionsartigen Versagen der Betondruckzone. Je nach Fall kann der Bruch bereits bei 1.1 bis 1.3 F_{Riss} auftreten, d.h. der Spannungszuwachs im Spannstahl genügt meist nicht, dass dieser ins Fließen kommt. Im Gegensatz zur Vorspannung mit Verbund wird also die Streckgrenze f_{py} in der Regel nicht erreicht, d.h. der Bruchwiderstand liegt bei verbundloser Vorspannung meist tiefer.

In einer differenzierteren Betrachtungsweise ist darauf hinzuweisen, dass beim einfachen Balken in Feldmitte die Querkräfte bzw. die Schubspannungen in der Regel gering sind. Damit ergibt sich in diesem Fall insgesamt doch eine bessere Risseverteilung. Über einer Stütze im Falle eines statisch bestimmten Kragträgers oder eines statisch unbestimmten Durchlaufträgers sind grosse Querkräfte bzw. Schubspannungen vorhanden, was zur Bildung nur eines Risses führen kann. Beim Durchlaufträger ist dies in der Regel ungefährlich, weil im Feldbereich normalerweise noch Tragreserven vorhanden sind. Beim Kragträger fehlen jedoch solche Reserven. Der Einsturz des Kragträgers, der im Freivorbau erstellten Cannavino-Brücke in Italien zeigt die Problematik in eindrücklicher Art und Weise. Das Unglück erfolgte, als der Kragträger weitgehend fertiggestellt war, die Spannglieder aber noch nicht injiziert, d.h. noch ohne kontinuierlichen Verbund mit der Tragkonstruktion waren (Wittfoht, 1981).

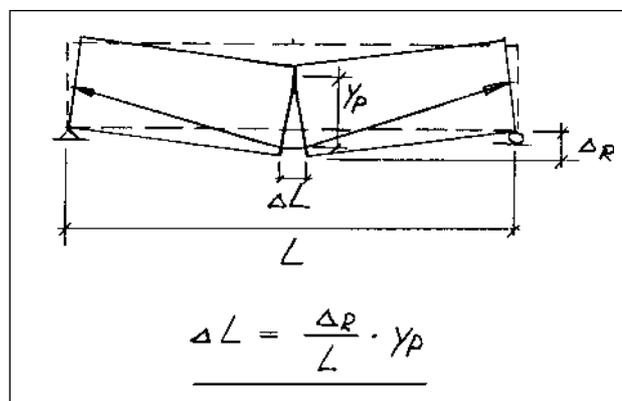
Menn hat mit seinen Versuchen an unterspannten Brückenträgern gezeigt, dass durch konstruktiv-konzeptionelle Vorkehrungen, wie beispielsweise die Anordnung von Zwischenverankerungen, auch bei externer Vorspannung die Fließspannung erreicht werden kann (Menn, 1987 und 1990). Solche Massnahmen sind jedoch besonders bei

der nachträglichen Verstärkung aufwendig und kostenintensiv. Im weiteren hilft natürlich zur Verbesserung des Bruchverhaltens eine ausreichende, gut verteilte Biegebewehrung und eine gut verbügelte Biegedruckzone.

In der Praxis wird es in der Regel sinnvoll sein, bei der Ermittlung der Tragsicherheit auf den möglichen Spannungszuwachs zu verzichten. Dies wird auch in Ziffer 3 24 18 der Norm SIA 162 empfohlen. Wichtig ist dabei, die nach Abzug sämtlicher Verluste realistischere noch vorhandene Spannkraft einzusetzen. Bei bestehenden Tragwerken ist je nach deren Alter nur ein Teilkriechen oder -schwinden einzusetzen.

Im Einzelfall kann es trotzdem notwendig sein, eine genauere Ermittlung des Tragsicherheitsverhaltens vorzunehmen. Eine genaue Berechnung ist durch *Integration der Dehnungen* längs der Spanngliedachse möglich. Es handelt sich dabei um eine iterative, nichtlineare Berechnung, auf die hier nicht näher eingegangen wird. Wichtige Hinweise hierzu sind veröffentlicht worden (z.B. Virlogeux, 1983; Zimmermann, 1985; Eibl et al, 1990; Gauvreau, 1993).

Eine gute Abschätzung der Spanngliedverlängerung kann mittels des *Traglastverfahrens* erfolgen (Figur 8.11). Bei Platten wird dieses Verfahren seit vielen Jahren erfolgreich angewendet. Es hat auch in der Norm SIA 162 Eingang gefunden. Mit der Festlegung einer Grenzdurchbiegung von 2.5% der massgebenden Spannweite kann die Spannkraftzunahme unter Berücksichtigung der gesamten Kabellänge einfach bestimmt werden.



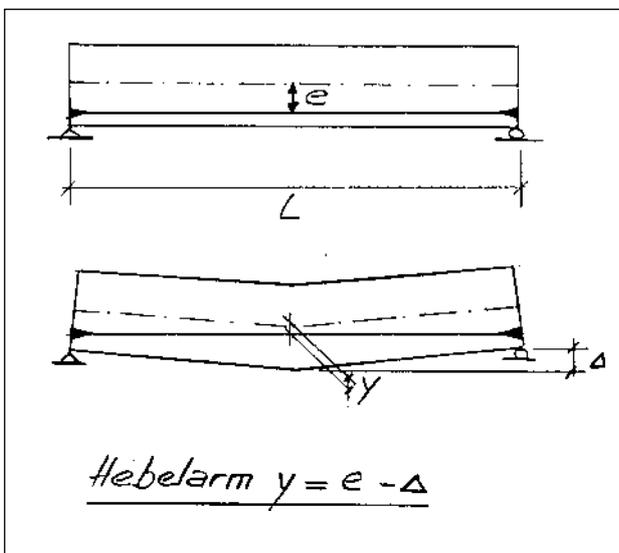
Figur 8.11:
Verlängerung des Spannstahles L beim Erreichen der Grenzdurchbiegung R

Während dem sich dieses Verfahren bei Platten bewährt hat und auch theoretisch untermauert ist, kann es bei Balken nicht ohne weiteres angewendet werden. So müssen beispielsweise die Auswirkungen 2. Ordnung berücksichtigt werden. Figur 8.12 zeigt den Fall einer geraden Spanngliedführung, wobei Spannglieder und Tragwerk nur bei den Verankerungen miteinander verbunden sind. Verformt sich das Tragwerk, so reduziert sich der Hebelarm der Vorspannkraft. Diese Reduktion ergibt sich als Effekt 2. Ordnung und kann je nach den geometrischen Verhältnissen beträchtlich sein. Eine Verbesserung wird durch das Anordnen von Umlenkstellen erzielt, bei denen die Spannglieder quer zur Tragwerksachse unverschieblich gehalten sind (Figur 8.13). Im weiteren muss in den kritischen Bereichen ausreichende Rotations-

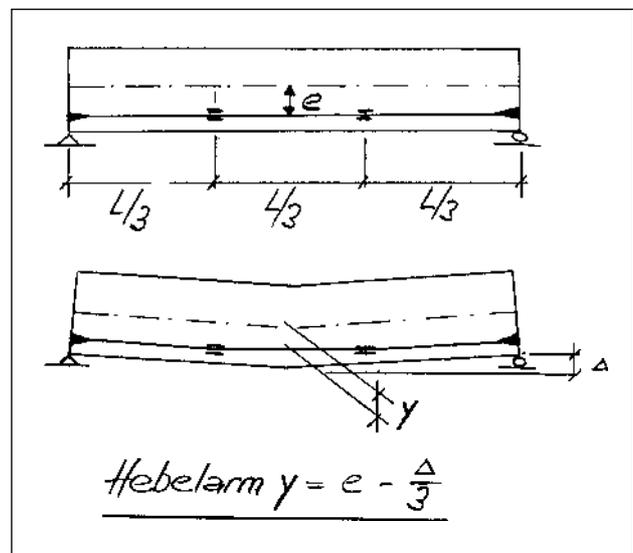
fähigkeit vorhanden sein, damit entsprechende Grenzdurchbiegungen erzielt werden können.

Ist die Spannkraft im Bruchzustand bestimmt, d.h. wird entweder deren Wert P_{∞} nach Abzug sämtlicher Verluste eingesetzt oder ist hierzu durch eine genauere Untersuchung eine Spannkrafterhöhung ΔP bestimmt worden, dann wird die Tragsicherheit mit den üblichen Methoden ermittelt.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass sich zwischen Vorspannung mit Verbund und verbundloser Vorspannung in bezug auf die *Gebrauchstauglichkeit* keine Unterschiede ergeben, dass aber solche – wie vorstehend erläutert – in bezug auf die *Tragsicherheit* vorhanden sind.



Figur 8.12:
Einfluss der Trägerverformung auf die Spanngliedexzentrizität bei geraden Spanngliedern, die mit dem Tragwerk nur bei den Verankerungen verbunden sind.



Figur 8.13:
Einfluss der Trägerverformung auf die Spanngliedexzentrizität bei geraden Spanngliedern, die neben den Verankerungen noch bei 2 Umlenkstellen quer zur Stabachse gehalten sind.

8.3.3 Wahl des Vorspanngrades

Für die Wahl des Vorspanngrades einer zusätzlichen externen Vorspannung ist es unerlässlich, eine möglichst genaue Beurteilung des zu verstärkenden Tragwerks in bezug auf Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit vorzunehmen. Hinweise hierzu sind in den Kapiteln 2 und 3 enthalten.

Zeigt diese Beurteilung, zusammen mit einer Abklärung der möglichen Verstärkungsvarianten, dass das Tragwerk mittels Vorspannung zu verstärken ist, dann ist der Vorspanngrad festzulegen. Dabei spielt natürlich auch eine Rolle, wie beispielsweise bei Biegeträgern Spannglieder angeordnet werden (siehe 8.4.1).

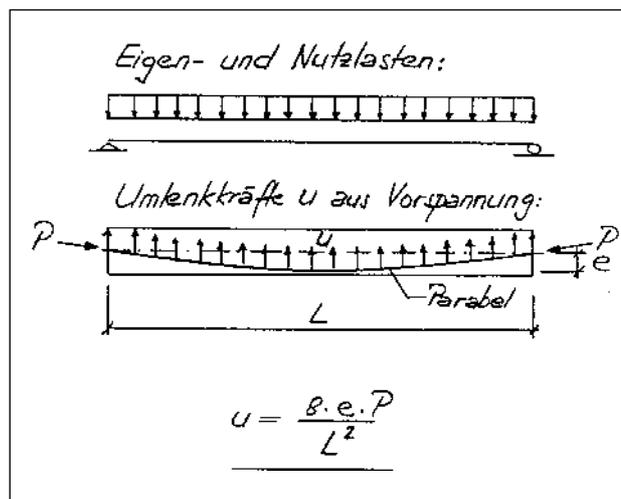
Ist ein Tragwerk in der *Gebrauchstauglichkeit* beeinträchtigt, so kann es sich um folgende Fälle handeln:

- *Unzulässige Verformungen* bei Biegeträgern aus verschiedenen Baustoffen im Hoch- und Ingenieurbau:

Die Vorspannung ist in der Regel so zu wählen, dass damit, zusammen mit möglicherweise bereits vorhandener Vorspannung, die Verformungen auf das zulässige Mass vermindert werden. Die Lastausgleichsmethode eignet sich sehr gut, die erforderliche Vorspannung zu bestimmen (siehe Figur 8.14).

In vielen Fällen treten bei Stahlbeton- oder Spannbetontragwerken neben zu grosser Verformungen auch unzulässige Risse auf. Trotz der zusätzlichen Vorspannung werden sich diese u.a. wegen der inzwischen eingetretenen Veränderungen in den Rissufern nicht mehr vollständig schliessen. Die Risse sind, wenn überhaupt erforderlich, erst nach dem Aufbringen der Vorspannung zu injizieren. In der Regel wird es nur möglich sein, einen Teil der Verformungen zum Verschwinden zu bringen (Veränderung der Rissufer, irreversible Verformungen die aus Kriechen entstanden sind).

- Zu grosse Rissweiten, die beispielsweise bei Wasserbehältern aus Stahl- oder Spannbeton die Funktionstüchtigkeit beeinträchtigen: die Vorspannung ist so zu wählen, dass in der Behälterwand nach sämtlichen Vorspannverlusten und unter max. Füllung noch eine Restdruckspannung von 1 bis 2 N/mm² vorhanden ist.



Figur 8.14:
Prinzip der Lastausgleichsmethode

In den genannten Fällen ist abschliessend die Tragsicherheit zu prüfen. Diese wird in der Regel nicht massgebend werden. Allerdings ist dabei immer auch an die Gefährdungsbilder zu denken, bei denen Eigenlastanteile oder ständige Lasten nicht vorhanden sein könnten.

Ist die *Tragsicherheit* ungenügend, so kann es sich um folgende Fälle handeln:

Erhöhung der Einwirkungen durch Nutzungsänderungen oder fehlende Tragsicherheit aus unzureichender Bemessung oder vermindertem Tragwerkswiderstand (Korrosion, unzureichende Betonfestigkeit, Überbelastung aus aussergewöhnlichen Einwirkungen oder Ereignissen).

Die fehlende Tragsicherheit (Biegung, Querkraft) ist zu bestimmen und daraus ergibt sich die zusätzliche Vorspannung. Es ist zu prüfen, ob das bestehende Tragwerk die gewählte Vorspannung ohne Nachteile aufnehmen kann. Ist dies nicht der Fall, so sind gefährdete Tragwerksteile zu verstärken oder die gewählte Vorspannung ist zu reduzieren und durch andere Massnahmen wie Klebebewehrung zu ergänzen (siehe Kapitel 7).

8.3.4 Krafteinleitungszonen bei Verankerungen und Umlenkstellen

Die Vorspannkraften sind an den Verankerungen und Umlenkstellen in der Regel über Zusatzkonstruktionen in das bestehende Tragwerk einzuleiten. Dabei ist insbesondere darauf zu achten, dass die Kräfte ordnungsgemäss in die bestehende Tragkonstruktion eingeleitet werden können und dies an Stellen, die ursprünglich nicht dafür ausgelegt wurden. Wie in (Matt/Hirt, 1992) erläutert, ist dabei für die Bemessung der gesamten Krafteinleitungszonen von folgender Kraft Q_d als Leiteinwirkung auszugehen:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_r = 1.5 \sigma_p \cdot A_p$$

mit $\sigma_p = 0.75 f_{tk}$ (SIA 162, Ziffer 5.41.1) ergibt sich:

$$Q_d = 1.5 \cdot 0.75 \cdot f_{tk} \cdot A_p = 1.125 P_{tk}$$

wobei P_{tk} die nominelle Bruchkraft des Spannstahls bezeichnet.

Mit dieser Festlegung ist sichergestellt, dass ein Versagen im Spannstahl unter gleichzeitiger Vorkündigung durch grosse Verformungen erfolgt und nicht durch plötzliches Versagen der Verankerungspunkte.

8.3.5 Reibungsverluste

Analog zur üblichen Vorspannung kann das Kraft-Reibungsverhalten von umgelenkten externen Spanngliedern mit der folgenden Formel beschrieben werden:

$$P_{(x)} = P_o \cdot e^{-\mu (\alpha_x + \Delta\alpha \cdot x)}$$

Der Anteil $\mu \cdot \Delta\alpha \cdot x$ aus den ungewollten Umlenkungen kann normalerweise vernachlässigt werden, da die Spannglieder zwischen den Umlenkstellen gerade verlaufen. Damit ergibt sich folgende Vereinfachung:

$$P_{(x)} = P_o \cdot e^{-\mu \cdot \alpha_x}$$

Aufgrund von Versuchsergebnissen und Erfahrungen aus der Praxis können Reibungsbeiwerte μ gemäss Figur 8.15 angenommen werden.

Mittlere Reibungsbeiwerte μ	Litzen	Drähte
– ungefettet über Stahlsattel	0.25	0.22
– gefettet über Stahlsattel	0.18	0.16
– ungefettet innerhalb eines Kunststoffrohres über Sattel	0.14	0.12
– gefettete, kunststoffumhüllte Monolitzen über Sattel	0.06	–

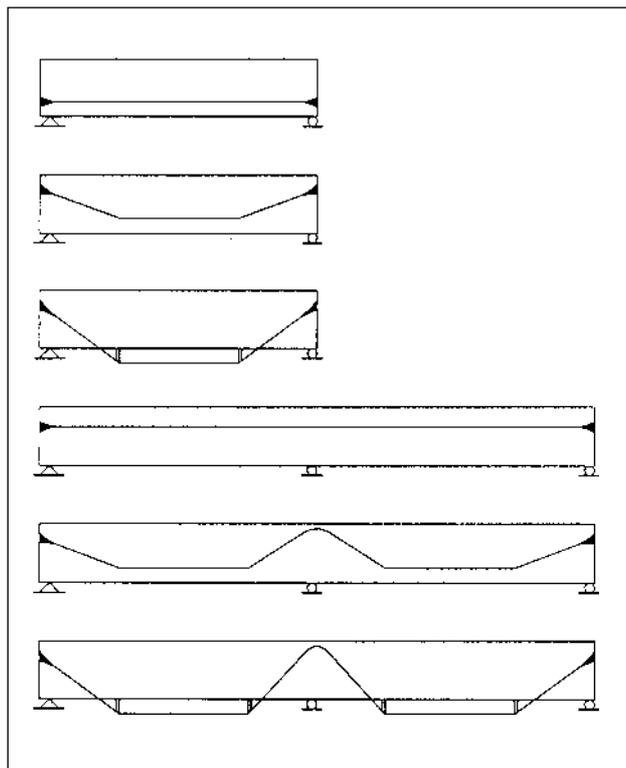
Figur 8.15: Mittlere Reibungsbeiwerte für Drähte und Litzen bei unterschiedlicher Ausführung der Sattelbereiche

8.4 Konstruktive Hinweise

8.4.1 Anordnung der Spannglieder

Bei Trägern im Brücken- und Hochbau können Spannglieder in Längsrichtung je nach Problemstellung gerade oder polygonal geführt werden. Einige typische Fälle sind in Figur 8.16 dargestellt. Werden die Spannglieder ausserhalb der Tragwerkshöhe geführt, so ist zu überlegen, ob dadurch nicht eine besondere Gefährdung der Spannglieder entstehen kann (z.B. Anprall von Fahrzeugen).

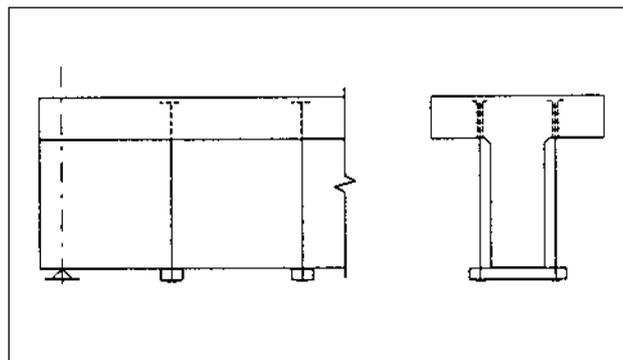
Die Umlenkstellen sind sorgfältig auszubilden; dies gilt besonders dann, wenn die Spannglieder ausserhalb des Querschnittes umgelenkt werden



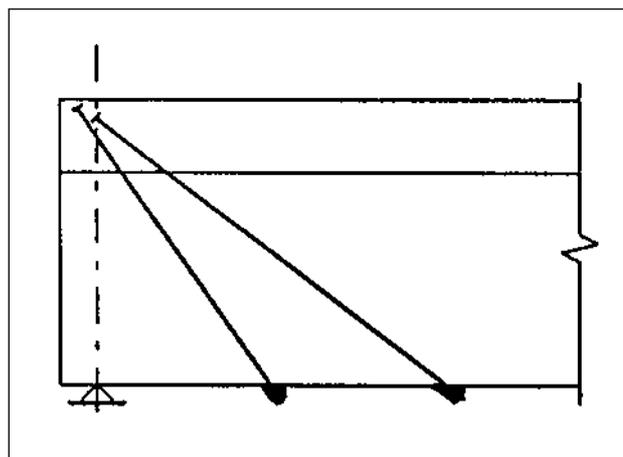
Figur 8.16:
Mögliche Spanngliederanordnungen in Trägerlängsrichtung

müssen. Beim Entscheid, ob Spannglieder gerade oder polygonal geführt werden sollen, spielen wirtschaftliche Überlegungen eine gewichtige Rolle. Dabei zeigt es sich oft, dass wegen den hohen Kosten für Umlenkstellen, die gerade Spanngliederführung sich als die optimale Lösung erweist.

Die Figuren 8.17 und 8.18 zeigen Möglichkeiten in schematischer Darstellung, wie mittels vertikaler oder geneigter Spannglieder (in der Regel Spannstrangen) das Schubverhalten verbessert werden kann. Bei geneigten Spanngliedern ist der Kraftverlauf besonders sorgfältig zu verfolgen, wobei auch die Kraftausbreitung in der Auflagerzone zu berücksichtigen ist (Gleichgewicht, Vermeidung von Rissbildung).



Figur 8.17:
Schubverstärkung mit vertikalen Spanngliedern



Figur 8.18:
Schubverstärkung mit geneigten Spanngliedern

8.4.2 Ausbildung von Verankerungszonen

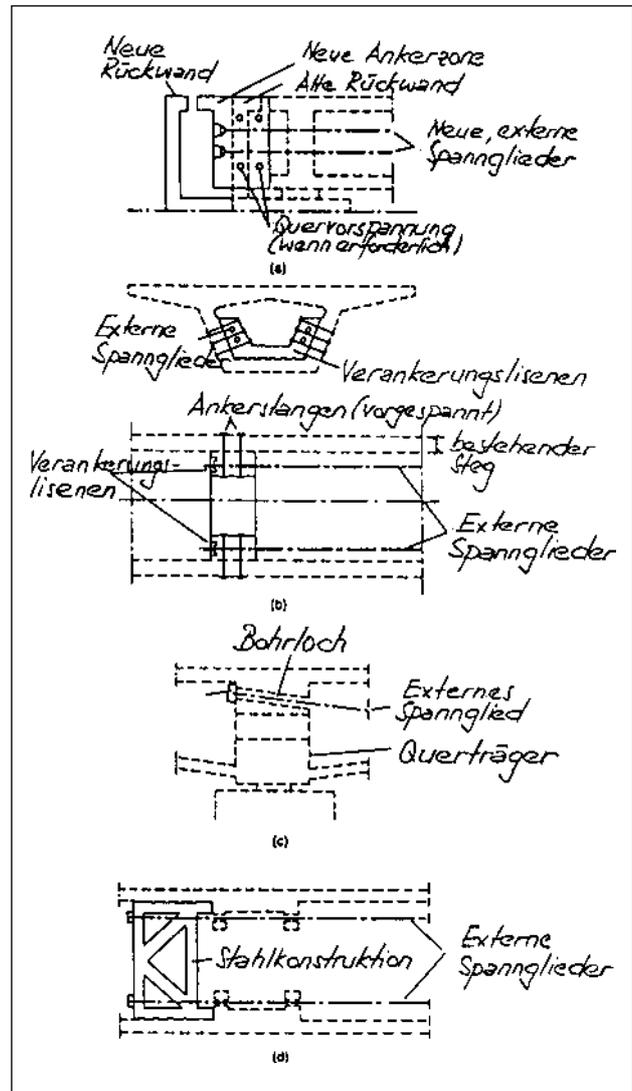
Der korrekten Ausbildung von Verankerungszonen ist genügend Beachtung zu schenken. Figur 8.19 zeigt verschiedene Möglichkeiten, die Spannkraften externer Spannglieder in einen bestehenden Brückenkastenträger einzuleiten:

- Figur 8.19 a:

Die Verankerung der externen Spannglieder hinter der bestehenden Auflagezone erfordert den Umbau der Widerlagerzone. Damit wird ausreichend Raum für das Spannen und spätere Überwachen der Spannglieder geschaffen. Die Kraftübertragung in das bestehende Tragwerk erfolgt im wesentlichen über Druck und ist damit relativ problemlos.

- Figur 8.19 b:

Die Spannkraften werden mittels Konsolen oder Lisenen aus Beton oder Stahl in die Stege eingeleitet. Für die Bemessung ist in der Regel der Zustand der bestehenden Tragkonstruktion maßgebend. Die Krafteinleitung kann mittels Fachwerkmodellen verfolgt werden, wobei der Kräftefluss analog zur Elastizitätstheorie sein soll. Wird alter mit neuem Beton verbunden, so muss der bestehende Beton beispielsweise mittels Hochdruckwasserstrahl so aufgeraut werden, dass die Körner exponiert sind. Damit können Druckstreben bis zu 60° schräg zur Fuge übertragen werden (Reibungsbeiwert $\mu = 1.73$), was gleichbedeutend ist mit monolithischem Beton. Werden vorgefertigte Betonlisenen verwendet (Trockenfuge), so beginnt der Schlupf bei einem $\mu = 0.70$ (= 35°). Figur 8.20 zeigt Möglichkeiten zum Anschluss von Zugkräften an bestehenden Beton, von denen jedoch nur einige zur statischen Tragwirkung herangezogen werden können (a, b, d, e). Aus dem Berg- bzw. Tunnelbau sind Ankertypen bekannt, die sich auch im Betonbau zur Verankerung von Zugkräften eignen können. Figur 8.21 enthält einige wesentliche Merkmale solcher Anker, wobei allerdings Hinweise zur Dauerhaftigkeit bzw. zum Korrosionsschutz fehlen. Insbesondere ist bei der Wahl darauf zu achten, dass die Zugkräfte möglichst schlupffrei und an der gewünschten Stelle übertragen werden können. Deshalb eignen sich am besten vorgespannte Zugstangen, die gegebenenfalls mehrmals nachgespannt werden müssen, um die Vorspannverluste möglichst klein zu halten.



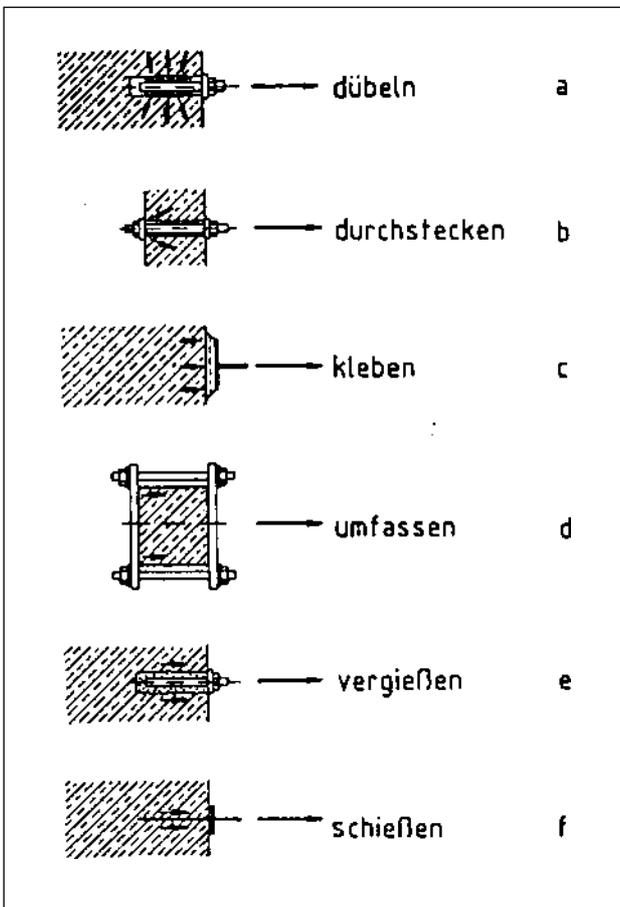
Figur 8.19: Mögliche Ausbildungen von Verankerungszonen (FIP, 1991)

- a) beim Trägerende (Widerlager)
- b) im Feldbereich mittels neuer Lisenen
- c) beim Querträger bei einer Zwischenunterstützung
- d) wie c) aber mit lastverteilender Stahlkonstruktion

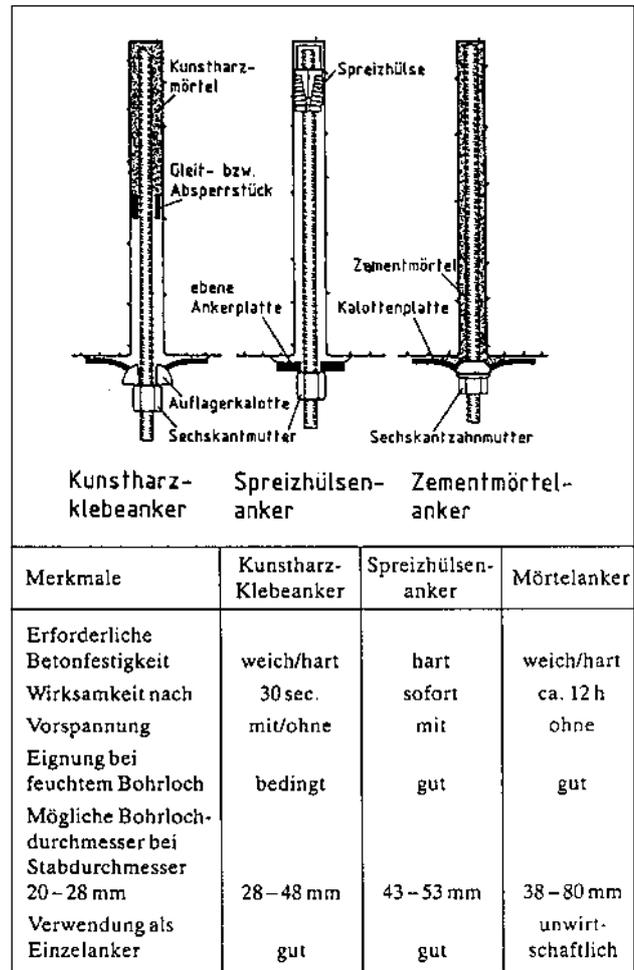
- Figur 8.19 c und d:

Die Einleitung der Spannkraften bei einer Zwischenunterstützung erfolgt über bestehende Querträger. Die Spannglieddurchführungen werden mittels Kernbohrungen hergestellt. Ist der vorhandene Querträger nicht in der Lage, die Kräfte aufzunehmen, so kann zusätzlich eine Stahlkonstruktion angeordnet werden (d).

Wichtig ist der Hinweis, dass es sorgfältig abzuklären gilt, was die bestehende Konstruktion in den Verankerungszonen auszuhalten vermag. Im weiteren ist die Kräfteinleitung nicht nur im lokalen Bereich der neuen Verankerungszonen zu verfolgen, sondern überdies in der gesamten Ausbreitung im bestehenden Tragwerk.



Figur 8.20: Möglichkeiten zum Anschluss von Zugkräften an bestehenden Beton (Jungwirth et al, 1986); für eine statische Tragwirkung können nur a, b, d und e herangezogen werden

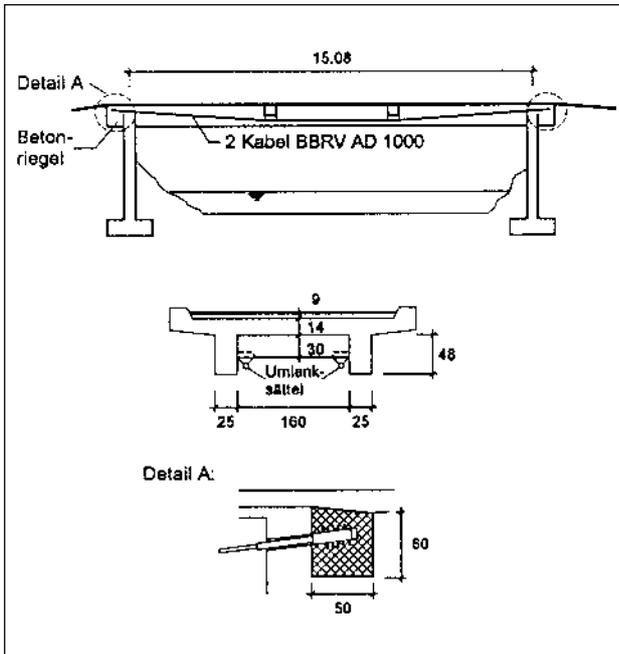


Figur 8.21: Eintragung von Zugkräften durch Anker in bestehenden Beton (Jungwirth et al, 1986)

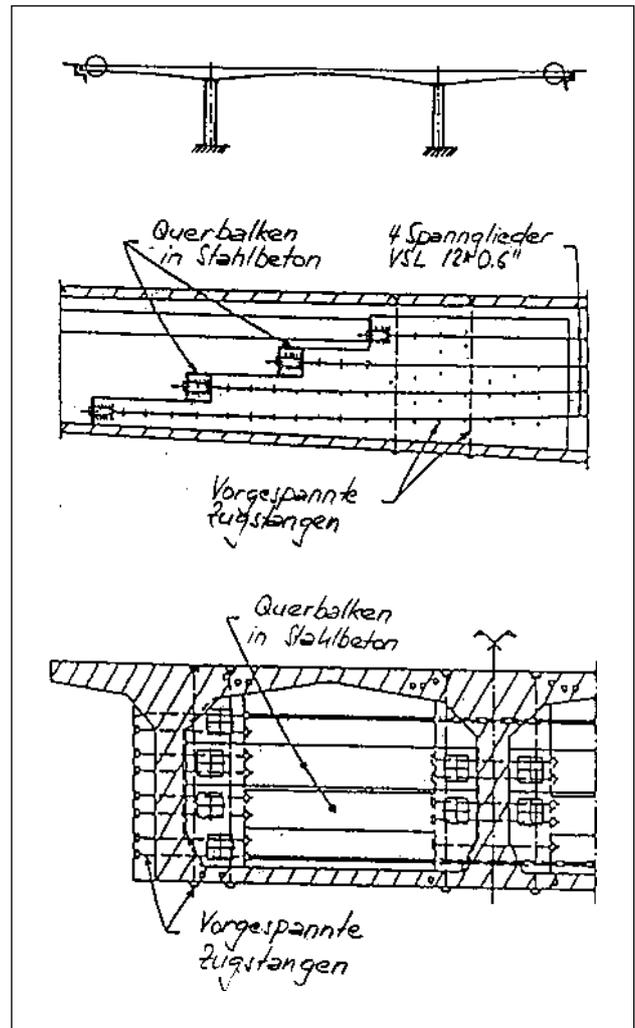
Hinweise:

- zur Dauerhaftigkeit bzw. zum Korrosionsschutz sind zusätzliche Massnahmen zu treffen
- Art und Ort der betonseitigen Kräfteinleitung ist gemäss der jeweiligen Problemstellung festzulegen - oft ist die durchgesteckte vorgespannte Spannstan ge gemäss Figur 8.20 b die einzig richtige Lösung

Die Figuren 8.22 und 8.23 zeigen ausgeführte Verstärkungen mittels externen Spanngliedern.



Figur 8.22:
Ausbildung der Verankerungszone bei der Brücke über die Muota, Schweiz (Müller, 1992)



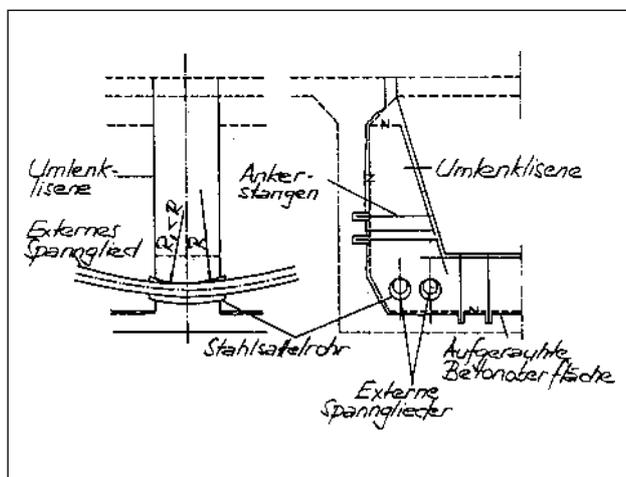
Figur 8.23:
Ausbildung der Verankerungszone beim Viadukt los Chorros (Zahn/ Voumard, 1992)

Hinweis:

Zur Erzielung einer sanften Krafteinleitung wurden die einzelnen Verankerungen gestaffelt angeordnet. Zur Aufnahme der Beanspruchung aus den Spannglied-exzentrizitäten in bezug auf die Stegachsen mussten Querbalken in Stahlbeton eingebaut werden.

8.4.3 Ausbildung von Umlenkstellen

Die Umlenkstellen sind ebenfalls sorgfältig auszubilden. In der Regel werden die Spannglieder örtlich in gebogenen Stahlrohren geführt (Figur 8.24). Die Figur 8.25 gibt die zu beachtenden Minimalradien an.



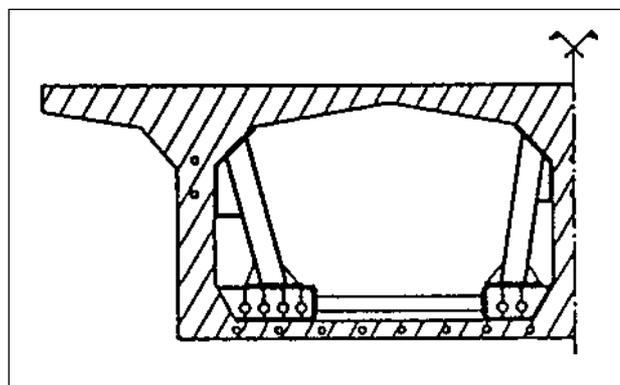
Figur 8.24:
Umlenkstelle – Krafteinleitung mittels Stahlbetonkonstruktion (FIP, 1991)

Spanngliedgrösse (Angabe für Litzen)	Minimal- radius R[m]
19Ø13 mm oder 12Ø15 mm	2.5
31Ø13 mm oder 19Ø15 mm	3.0
55Ø13 mm oder 37Ø15 mm	5.0

Figur 8.25:
Minimalradien der Spannglieder an Umlenkstellen (für Drahtspannglieder mit gleicher Bruchkraft gelten die gleichen Werte)

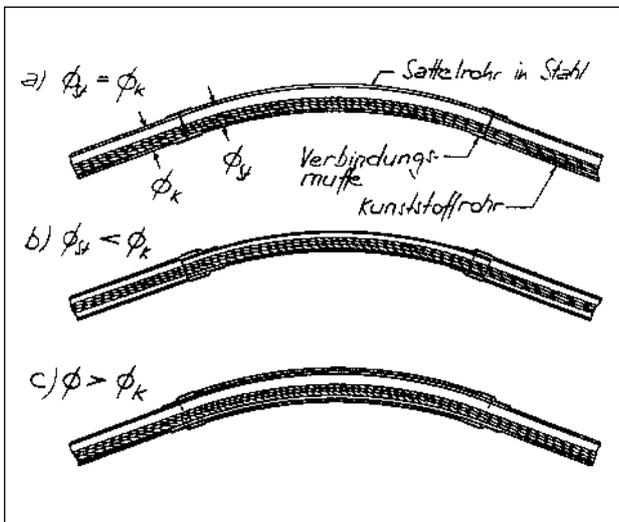
Die Einleitung der Kräfte in das bestehende Tragwerk kann mittels einer Betonkonstruktion (siehe Figur 8.24) oder einer Stahlkonstruktion (siehe Figur 8.26) erfolgen. Gemäss ENV 1992-1-5 sind die Sattelrohre wie folgt zu bemessen bzw. auszubilden:

- Die auftretenden radialen und tangentialen Kräfte müssen übertragen werden können.
- Beim Eintritt bzw. Austritt der Spannglieder dürfen keine unzulässigen, örtlichen Winkeländerungen auftreten, wobei solche von 0.02 rad noch zulässig sind.



Figur 8.26:
Umlenkstelle – Krafteinleitung mittels Stahlkonstruktion (Zahn/Voumard, 1992)

Figur 8.27 zeigt unterschiedliche Ausbildungen der Verbindung zwischen Sattelrohr und Spannglied. Weitere Kombinationen sind möglich. So kann beispielsweise durch die Verwendung zweier ineinander verlaufender Stahlsattelrohre und einer Zementinjektion des Spanngliedes über der Stütze Verbund erzielt werden. Trotzdem ist die Auswechselbarkeit ermöglicht. Zur Aufnahme des Kraftzuwachses im Bruchzustand sind die Rohre miteinander in geeigneter Weise zu verbinden (Achtung auf unterschiedliche Rohrdurchmesser zwecks Montage und Toleranzen der Biegedurchmesser).



Figur 8.27:
Mögliche Ausbildungen der Verbindung zwischen Sattelrohr und Spannglied. In den Fällen a) und b) kommt in der Regel der Typ 1 und im Fall c) der Typ 2 zur Anwendung (Figur 8.28)

8.4.4 Anforderungen an externe Spannglieder

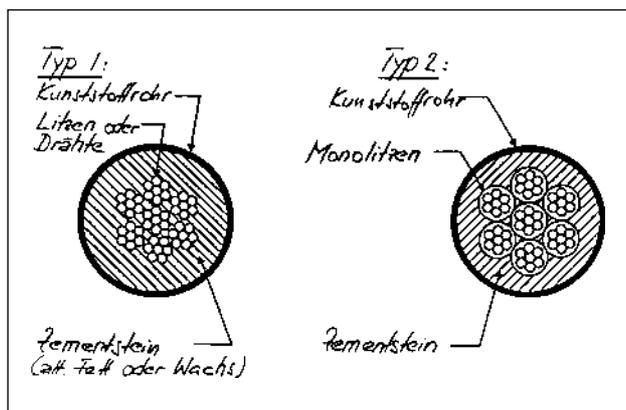
Im Laufe der Jahre wurden von den Spannverfahrensfirmen eine Vielzahl von Lösungen entwickelt, wobei auch versucht wurde, den mit der Zeit gestiegenen Anforderungen der Bauherren gerecht zu werden.

Wie in Abschnitt 8.2 ausgeführt, muss der Projektverfasser frühzeitig entscheiden, ob

- die Spannglieder in bezug auf deren Spannkraft *regulierbar* sein sollen und, wenn ja, in welchen Grenzen,
- die Spannglieder *auswechselbar* sein sollen; hierzu sind verschiedene Lösungen bekannt, die sich beispielsweise darin unterscheiden, wie gross der diesbezügliche Arbeitsaufwand ist,
- die Spannglieder *überwachbar* in bezug auf Spannkraft und Wirksamkeit des Korrosionsschutzes sein sollen.

Die Verankerungen und die Umlenkstellen sind so auszubilden, dass die gestellten Anforderungen erfüllt sind. Bei den Verankerungen bedeutet dies, dass sie sich in der Regel von denjenigen der Vorspannung mit Verbund unterscheiden.

Als Hüllrohre kommen meistens solche aus Polyethylen zur Anwendung. Es sind auch schon Stahlrohre verwendet worden. Bei den letzteren ist daran zu denken, dass Schweissverbindungen in der Nähe von Spannstahl verboten sind.



Figur 8.28:
Querschnittsaufbau externer Spannglieder (VSL, 1988)

Figur 8.28 zeigt die üblichen Querschnittsaufbauten externer Spannglieder. Die Spanngliedertypen 1 und 2 unterscheiden sich im wesentlichen dadurch, dass der letztere zusätzliche Schutzbarrieren gegen Korrosion und geringere Reibungsverluste aufweist. Ausserdem kann die Spannkraft reguliert werden.

Es stellt sich die Frage, anhand welcher Kriterien entschieden werden kann, welcher Spanngliedertyp für das jeweilige Projekt zu wählen ist. Neben wirtschaftlichen und ausführungstechnischen Aspekten können folgende Hinweise dienlich sein:

- Es erscheint sinnvoll, von den Einwirkungen aus der Umgebung der Spannglieder und deren Exposition auszugehen. Als Grundlage können die Umweltklassen gemäss Tabelle 4.1, SIA V 162 001 dienen.
- Ist es erforderlich, die Spannkraften während der Lebensdauer des Tragwerks zu regulieren, kommt der Spanngliedertyp 2 in Frage. Es ist allerdings möglich, beim Spanngliedertyp 1 anstelle von Zement, Fette oder Wachs zu verwenden. Diese haben aber bei dieser Anwendungsart, bei der relativ grosse Volumina gefüllt werden müssen, gewichtige Nachteile (teuer, schwierig in der Handhabung, Volumenänderungen bei Temperaturänderungen). Damit die Spannkraften reguliert werden können, müssen auch die Verankerungen entsprechend ausgebildet sein.
- Wie in Figur 8.15 gezeigt, variieren die Reibungsbeiwerte der verschiedenen Typen sehr

	Spannglied- typ 1	Spannglied- typ 2
Umweltklasse:		
– Klasse 1	●	
– Klasse 2	●	
– Klasse 3		●
– Klasse 5		●
Regulieren der Spannkraft:		
– Nein	●	
– Ja		●
Spannglied- reibung:		
– kurzes Kabel und kleine $\Sigma\alpha$	●	
– langes Kabel und grosse $\Sigma\alpha$		●

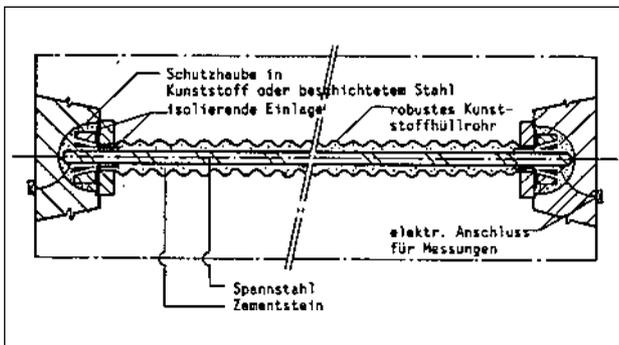
Figur 8.29:
Technische Kriterien zur Wahl des Spanngliedertyps
Umweltklassen gemäss Tabelle 4.9 SIA V 162.001

stark; so sind die Reibungsverluste beim Spanngliedertyp 2 sehr viel kleiner. Diese Tatsache kann bei langen Spanngliedern mit Umlenkungen ein Entscheidungskriterium sein.

Die Figur 8.29 stellt die technischen Kriterien dar und macht Vorschläge zur Wahl des Spanngliedertyps.

Die Wirksamkeit des Korrosionsschutzes kann beispielsweise mittels der elektrischen Widerstandsmessung geprüft werden. Damit eine permanente Überwachung möglich ist, müssen neben der Verwendung von Kunststoffrohren als Spanngliedumhüllung und primärer Korrosionsbarriere auch die Verankerungen vom Bauwerk elektrisch isoliert werden (Figur 8.30). Dazu sind heute in der Praxis bereits erfolgreich eingesetzte Lösungen vorhanden.

Im weiteren ist daran zu denken, dass externe Spannglieder besonderen Gefährdungen wie Brand, UV-Strahlung und Anprall ausgesetzt sein können. Ist dies der Fall, so sind geeignete Massnahmen vorzusehen.



Figur 8.30:
Prinzip des permanent elektrisch isolierten Spanngliedes (Matt, 1990)

8.5 Ausschreibung

Die Verstärkung eines bestehenden Tragwerks mittels externer Spannglieder kann folgende spezifische Hauptarbeiten mit sich bringen:

- Ausbilden von Verankerungszonen und Umlenkstellen (z.B. Spitzarbeiten, Kernbohrungen, Aufrauhn von Betonoberflächen, Dübelarbeiten, Schweissarbeiten, Schalen, Bewehren, Betonieren).
- Liefern, Einbau, Spannen und Injizieren externer Spannglieder gemäss den Anforderungen für das jeweilige Projekt.

In bezug auf externe Spannglieder eignet sich der NPK Bau nur als Wegleitung. Es ist zu empfehlen, nur die wesentlichen Anforderungen bzw. Leistungskriterien festzulegen. Die Spannverfahrensfirma soll dann zusammen mit der Offerte u.a. folgende Angaben machen:

- Technische Beschreibung des Systems mit den relevanten Kenndaten
- Art des Korrosionsschutzes
- Art der Einbaumethode (Hinweise auch auf einzuhaltende Verlegetoleranzen)
- Art und Umfang der Qualitätsprüfungen

Die gemachten Angaben sind vom Projektverfasser zu beurteilen. Nach getroffener Systemwahl sind die Art und Umfang der Qualitätsprüfungen in den Kontrollplan aufzunehmen.

8.6 Ausführung

Die Herstellung der *Verankerungszonen* und *Umlenk- bzw. Halterungsstellen* erfordert Sachkenntnis und Sorgfalt seitens der ausführenden Firmen und der Bauleitung. Insbesondere ist es wichtig, dass klar festgelegt wird, was zu den Aufgaben der Hauptunternehmung gehört und wofür die Spannverfahrensfirma zuständig ist (z.B. in bezug auf Toleranzen).

Bei der *Herstellung* und beim *Einbau externer Spannglieder* kann zwischen den folgenden Methoden unterschieden werden:

- Werksgefertigte Kabel, die auf Bobinen aufgewickelt und auf der Baustelle abgewickelt und in die endgültige Lage eingezogen werden.
- Installation der leeren Hüllrohre und anschließendes Einziehen von Draht- oder Litzenbündeln oder Einstossen einzellitzenweise.

Je nach den vorhandenen Gegebenheiten kann sich die eine oder die andere Methode als richtig erweisen.

In bezug auf den *Spannvorgang* ist nichts besonderes zu erwähnen. In vielen Fällen können aber enge Platzverhältnisse für das Bedienungspersonal und die Spannpressen problematisch sein. Die Erfahrung zeigt, dass es sich lohnt, genügend Raum zu schaffen.

Eine fachgerechte Ausführung der *Spanngliedinjektion* ist für die Dauerhaftigkeit von grosser Bedeutung. Wird Zementsuspension injiziert, so sind neben den Anforderungen der Normen SIA 162 und 162/1 auch die neueren Erkenntnisse zu beachten (Matt, 1990; FIP, 1990). Besondere Sachkenntnis ist nötig, wenn Fette und Wachse als Injektionsgut verwendet werden sollen. Es ist auch zu erwähnen, dass bei externen Spanngliedern die Hüllrohre dem Injektionsdruck voll ausgesetzt sind. Dieser ist so auszulegen und zu überwachen, dass die Rohre während des Injizierens nicht überbeansprucht oder gar zerstört werden.

Zu den *Abschlussarbeiten* gehört die Herstellung des Korrosionsschutzes im Verankerungsbereich. Dieser besteht in der Regel aus einer beschichteten Schutzkappe und eines Schutzes des Ankerkopfes und evtl. des Bereiches hinter der Ankerplatte.

Literatur zu Kapitel 8

- Eibl, J. et al:
Zur numerischen Ermittlung der Vorspannkräfte bei Vorspannung ohne Verbund
Bauingenieur 65, 1990, S. 227–233
- FIP
Guide to good practice: Grouting of tendons in prestressed concrete
Thomas Telford Ltd., 1990
- FIP
Guide to good practice: Repair and Strengthening of concrete structures
Thomas Telford Ltd., London, 1991
- Gauvreau, D.P.:
Ultimate Limit State of Concrete Girders Prestressed with Unbonded Tendons
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 198, Birkhäuser Verlag Basel, Januar 1993
- Heer, K.:
Unterspannung von Betonträgern der Ad.Schulthess+Co AG, Wolfhausen, StahlTon Informationen, Nr. 35, Juni 1989, S. 17–19
- Jungwirth et al:
Dauerhafte Betonbauwerke
Beton-Verlag, Düsseldorf, 1986
- Lüpold, K.:
Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen, StahlTon Informationen, Nr. 34, Nov. 1988, S. 8–11
- Matt, P.:
Qualitätsgesicherte und überwachbare Spannsysteme im Brückenbau
Bericht Nr. 192, Forschungsauftrag Nr. 81/89, Bundesamt für Strassenbau, 1990
- Matt, P. und Hirt, M.A.:
Einwirkungen auf Tragwerke – Technische Fragen und Antworten zur Norm SIA160 (1989), Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 40/92, S. 745–753
- Menn, C.:
Brückenträger mit Unterspannung
Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 9, 1987, S. 200–204
- Menn, C.:
Versuche an einem Spannbetonträger mit Vorspannung ohne Verbund
Heft 46, 1990, S. 1323–1327
- Moretti, H.:
Rekonstruktion der Reussbrücke Wassen – Projektierung
Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 25, 1989, S. 688–697 (im gleichen Heft sind dazu weitere Aufsätze vorhanden)
- Müller, H.R.:
Strengthening by prestressing, Proceedings FIP Symposium Budapest, Volume 1, pp. 293–302, 1992
- Müller, Th.:
Umbau der Strassenbrücke über die Aare in Aarwangen
Schweizerische Bauzeitung, Heft 11, 1969, S. 199–203
- Ritz, P.:
Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund, Institut für Baustatik und Konstruktion
ETH Zürich, Bericht Nr. 80, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Mai 1978
- Virlogeux, M.:
La précontrainte extérieure, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP), No. 420, Décembre 1983
- VSL International Ltd:
External Post-Tensioning, April 1988
- Weder, A., Heer, K.:
Sanierung Vorfalturn ARA Alpnach
StahlTon Informationen, Nr. 32, Nov. 1987, S. 19–21
- Wittfoht, H:
Betrachtungen zur Theorie und Anwendung der Vorspannung im Massivbrückenbau
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1981, S. 78–86

Zahn, F.A., Voumard J.M.:

The use of external post-tensioning in bridge rehabilitation, Proceedings of the 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation in Darmstadt
Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992

Zimmermann, J.:

Tragverhalten und Systemtragfähigkeit von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund, Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1985

9 Verstärkungen im Grundbau

9.1	Vorbemerkung	135
------------	---------------------	------------

9.2	Ausgangslage	136
9.2.1	Ursache einer Verstärkung	136
9.2.2	Analyse des Tragwerkzustandes	137
9.2.3	Vorausgesetzte Kenntnis	138

9.3	Baugrund	139
9.3.1	Allgemeine Voraussetzung	139
9.3.2	Analyse des Baugrundverhaltens	139
9.3.3	Scherfestigkeitswerte	140
9.3.4	Schlussfolgerung	141

9.4	Verstärkungsmittel	142
9.4.1	Vorbemerkung	142
9.4.2	Allgemeine Zuordnung	142
9.4.3	Unterfangungen	143
9.4.4	Mikropfähle	144
9.4.5	Presspfähle	145
9.4.6	Schubdübelpfähle	146
9.4.7	Boden- und Felsanker	147
9.4.8	Vernagelungen	148
9.4.9	Injektionen	149
9.4.10	Jetverfahren	150

9.5	Systemwahl	152
9.5.1	Voraussetzungen	152
9.5.2	Entscheidungskriterien	152
9.5.3	Kosten–Nutzen–Überlegungen	153
9.5.4	Hilfsmittel Beobachtungsmethode	155

9.6	Berechnung und Bemessung	157
9.6.1	Vorbemerkung	157
9.6.2	Genauigkeit	157
9.6.3	Methodik der Bemessung	158
9.6.4	Empfehlungen zur Bemessung	160

9.7	Schlussbemerkung	163
------------	-------------------------	------------

Literatur zu Kapitel 9	164
-------------------------------	------------

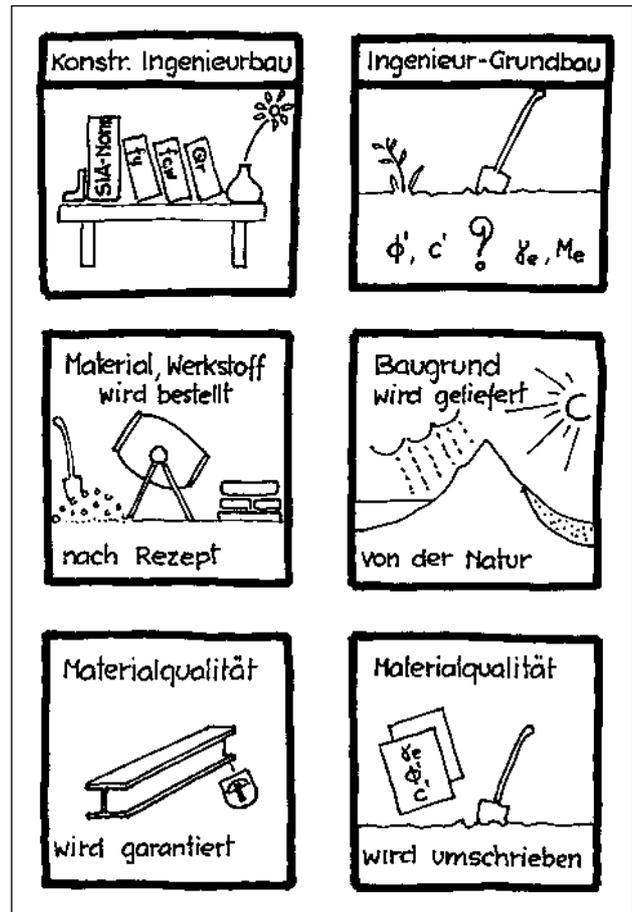
9 Verstärkungen im Grundbau

9.1 Vorbemerkung

Die Behandlung des Sachthemas «Verstärkungen im Grundbau» weicht formal wie inhaltlich vom einheitlichen Aufbau der vorangehenden Kapitel ab. Dies hat seine Gründe. Der Baugrund als Tragwerk und der Boden als Baustoff können nicht den klassischen Bauweisen in Stahl, Beton und Holz gleichgestellt werden. Als wesentlicher Unterschied gilt: Boden ist in der Regel kein Produkt, das industriell nach bekannter Rezeptur und standardisierter Qualität hergestellt wird. Boden und insbesondere Baugrund ist dem Bauwerk in naturbestimmter Beschaffenheit und Qualität vorgegeben und nicht selten mit unbekanntem oder gar unbestimmbareren Eigenschaften behaftet. Entsprechend hat, im Vergleich zu den anderen Konstruktionsweisen, die Strategie bei der Behandlung von Boden als Baustoff und Baugrund als Tragwerk anderen Prioritäten zu folgen.

Es gibt aber noch einen weiteren Grund, das vorliegende Kapitel modifiziert zu gestalten. «Verstärkungen im Grundbau» ist ein sehr weitläufiger Themenkreis. Er reicht zum Beispiel von einer reinen Veränderung des Baugrundes durch chemische oder physikalische Behandlung bis hin zum Einsatz von Pfählen und Ankern zur Verbesserung der Tragfähigkeit von Grundbauwerken.

Aus der Fülle von Informationen, über die im Zusammenhang mit Verstärkungsmassnahmen im Grundbau zu berichten wäre, beschränkt sich der vorliegende Beitrag auf das Wesentliche und Gemeinsame, das allen grundbaulichen Verstärkungsmassnahmen eigen ist. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Systematik in der Analyse und Lösung der gestellten Bauaufgabe. Es ist dabei, ohne den gesetzten Rahmen zu sprengen, absolut unmöglich, die einzelnen Verstärkungssysteme eingehend und analog der vorgehenden Kapitel zu behandeln.



Figur 9.1

9.2 Ausgangslage

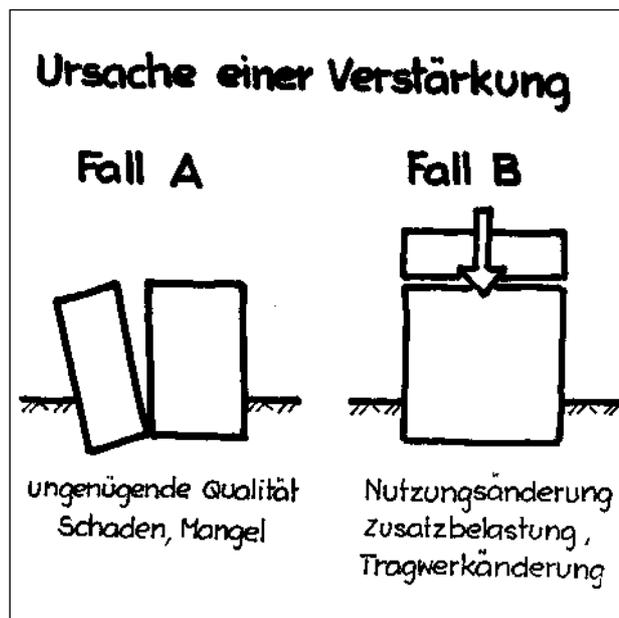
9.2.1 Ursache einer Verstärkung

Es gibt im wesentlichen zwei Gründe, die aus technischer Sicht betrachtet, die Verstärkung eines Tragwerkes erforderlich machen können:

- *Fall A:*
das Bauwerk weist, im Zeitpunkt der Betrachtung, eine ungenügende Qualität auf.
- *Fall B:*
die Qualität des Bauwerkes wird durch eine Nutzungsänderung oder Änderung im Tragsystem negativ beeinflusst.

Der verwendete Begriff Qualität kann dabei auf die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit oder aber die Dauerhaftigkeit bezogen sein. Qualitätsmindernde Einflüsse können sowohl aus einer Änderungen auf der Einwirkungsseite (z.B. Nutzungsänderungen), als auch auf der Widerstandsseite (z.B. Veränderungen am Tragsystem) herrühren.

Im Fall A ist die Ursache einer Verstärkung fast immer eine ungenügende Tragfähigkeit oder ein ungenügendes Formänderungsverhalten des Baugrundes, eher selten aber eine ungenügende innere Tragfähigkeit eines grundbaulichen Tragelementes (Fundament, Pfahl, Anker, Vernagelung, usw.). Im Fall B liegt die primäre Ursache in



Figur 9.2

äußeren Einwirkungen oder Eingriffen in das Tragsystem und nur sekundär, wenn überhaupt, in einem begrenzten Tragvermögen des Baugrundes.

Die Ursache, die eine Verstärkung eines Tragwerkes erforderlich macht, ist für die Wahl und die Bemessung der Verstärkungsmassnahme immer von Bedeutung. Letzteres gilt in besonderem Masse für Verstärkungen des Grundbaues.

9.2.2 Analyse des Tragwerkzustandes

Während im Fall A eine Aufnahme und Analyse des Tragwerkzustandes und eine Abklärung des Tragwerkverhaltens immer auch einen Hinweis auf die Grenzen der Tragfähigkeit des Tragwerks liefert, ist dies im Fall B selten gegeben. So kann zum Beispiel bei einem geschädigten Gebäude aufgrund von Rissaufnahmen (Rissbild, Rissweite und Risszunahme) auf den Mechanismus der Schadensbildung und den Ort und das Mass der strukturellen Schwächen in der Foundation geschlossen werden. Die Schadensuntersuchung vermag, im Hinblick auf die Sanierung resp. Verstärkung des Tragwerks, wertvolle Hinweise auf das Verhalten und die Grenzen der Tragfähigkeit der Foundation zu geben.

Bei einem intakten Gebäude, das aus Gründen einer geplanten Nutzungsänderung nach Fall B verstärkt werden muss, liegen die Verhältnisse anders. Man weiss zwar, dass die Foundation dem alten Zustand genügt, kennt aber in der Regel die Grenzen der Tragfähigkeit nur aufgrund theoretischer Überlegungen. Entscheide über Umfang und Mass von Verstärkungen sind bei einem intakten Gebäude (Fall B) nicht selten schwieriger zu treffen als bei einem bereits geschädigten Gebäude (Fall A). Vereinfacht ausgedrückt: im Fall A können Verstärkungen aufgrund des beobachteten Tragwerkverhaltens festgelegt werden, während sie im Fall B aufgrund statischer Berechnungen bemessen werden müssen.

Charakteristik Bemessungsfall		
	Fall A	Fall B
Kriterien		
Versagensmechanismus	bekannt	unbekannt
Tragfähigkeitsverhalten	ableitbar	prognostizierbar
Grenztragfähigkeit	bestimmbar	abschätzbar
Bemessungsgrundlagen	zuverlässig	unzuverlässig

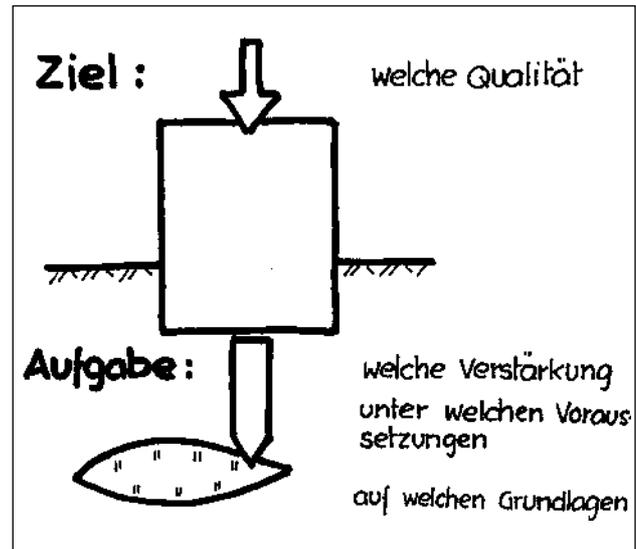
Figur 9.3

9.2.3 Vorausgesetzte Kenntnis

Die Anordnung grundbaulicher Verstärkungsmassnahmen setzt idealerweise die Kenntnis folgender objektspezifischer Grundlagen voraus:

- Ziel der Verstärkung: Welche Qualität ist zu erreichen.
- Konstruktion und Tragverhalten des zu verstärkenden Tragwerks.
- Kenntnis der Belastung während der geplanten Restnutzungsdauer.
- Beanspruchung des Tragwerks unter der effektiven Belastung.
- Beschaffenheit, insbesondere Schichtaufbau und geotechnische Eigenschaften des Baugrundes.
- Tragverhalten des Baugrundes, einschliesslich Kenntnis über das last- und zeitabhängige Formänderungsverhalten.
- Liste der Ursachen, die grundbauliche Verstärkungsmassnahmen erforderlich machen.

Eine eingehende Klärung der Randbedingungen und Grundlagen ist eine unabdingbare Voraussetzung für eine gute Lösung der gestellten Aufgabe.



Figur 9.4

9.3 Baugrund

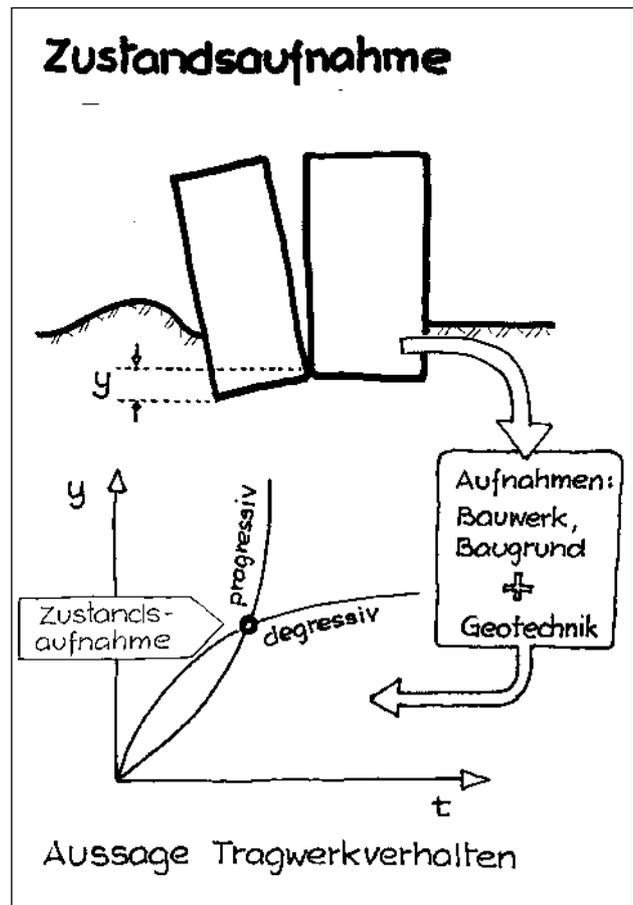
9.3.1 Allgemeine Voraussetzung

Für die Planung, Projektierung und Ausführung grundbaulicher Massnahmen zur Verstärkung eines Tragwerks ist eine dem Problem angemessene Kenntnis von Baugrundbeschaffenheit und Baugrundverhalten, einschliesslich der Kenntnis über die hydrogeologischen Verhältnisse unerlässlich. Während die wesentlichen Daten der Baugrundbeschaffenheit mit Hilfe einer Baugrunderkundung einigermaßen zuverlässig ermittelt werden können, stösst eine zuverlässige Ermittlung des bauwerkabhängigen Baugrundverhaltens auf erheblich grössere Schwierigkeiten. Es muss aber stets als Aufgabe betrachtet werden, nicht nur über die Grenzzustände, sondern über das gesamte Formänderungsverhalten des Komplexes Bauwerk-Baugrund Kenntnis oder mindestens eine zutreffende Vorstellung zu haben.

9.3.2 Analyse des Baugrundverhaltens

Bei Bauwerken, die bereits grundbaulich bedingte Mängel und Schäden aufweisen (Typ A), kann aus dem Schadensbild und dem Setzungsverhalten auf das integrale Bauwerk-Baugrundverhalten geschlossen werden. Daher ist es bei solchen Bauwerken sehr wichtig, dass man frühzeitig relevante Erscheinungen wie Setzungen, Verschiebungen, Risszunahmen, usw. messtechnisch erfasst. Solche Aufnahmen sollten dabei stets von einer möglichst zuverlässigen Zustandsbeschreibung des Bauwerks bezüglich der setzungsverursachenden Umstände (Lasten, Aufschüttungen, Erdabtragungen, Wasserstände, usw.) begleitet sein. Wenn auch für eine verlässliche Prognose eine möglichst lange Messperiode wünschbar wäre, so ist eine Aussage aufgrund weniger Messungen immer noch viel besser, als wenn überhaupt keine Messungen vorliegen. Mit Hilfe der Kenntnis der Geotechnik kann auf den Grundlagen:

- Baugrundbeschreibung
- Bauwerkzustand
- Deformationsverlauf



Figur 9.5

bereits eine meist recht verlässliche Aussage über den Mechanismus des Tragverhaltens und über die massgebenden Charakteristiken zu dessen Beschreibung gemacht werden. Sicher ist festzustellen, ob der beobachtete Prozess (Rissverhalten, Setzungsverhalten, usw.) degressiv, stationär oder aber progressiv verläuft. Bei allen diesen Untersuchungen sollte immer beachtet werden, dass eine Aussage aufgrund eines beobachteten und messtechnisch festgestellten Tragwerkverhaltens immer zuverlässiger ist, als wenn die gleiche Information aufgrund theoretischer Überlegungen erhalten werden muss.

9.3.3 Scherfestigkeitswerte

Neben dem Formänderungsverhalten interessiert natürlich immer auch die Grenztragfähigkeit von Baugrund und Boden. Diese wird im allgemeinen durch die Scherfestigkeitsparameter Reibungswinkel ϕ' und Kohäsion c' beschrieben. Das Festigkeitsverhalten und die Festigkeitswerte von Böden hängen von vielen Faktoren wie Beschaffenheit, Lagerungsdichte, Spannungszustand, Vorbelastung, usw., insbesondere aber auch – und dies ganz speziell bei bindigen Böden – von der Verformungsgeschwindigkeit der Scherbeanspruchung ab. Die Werte ϕ' und c' sind also, wie oft vereinfachend angenommen wird, bei weitem keine Materialkonstanten (Gudehus, Leinenkugel, 1978). Die erwähnte rheologische Gegebenheit ist nun vorallem bei der Sanierung von Rutsch- und Kriechhängen von Bedeutung. Scherfestigkeit und Kriechgeschwindigkeit sind über eine rheologische Gesetzmässigkeit miteinander gekoppelt, was im Hinblick auf Phänomene von Kriecherscheinungen und die Bemessung von Kriechhangsanierungen von Bedeutung ist. Wird die Scherbeanspruchung erhöht, zum Beispiel durch den Strömungsdruck einer Hangwasserspiegeländerung, nimmt die Kriechgeschwindigkeit bis zum neuen Gleichgewichtszustand zu. Wird die Scherbeanspruchung andererseits reduziert, zum Beispiel durch die Wirkung von Hangsicherungsmassnahmen (Verankerungen, Verdübelungen, usw.) nimmt die Kriechgeschwindigkeit entsprechend ab. Die moderne Geotechnik liefert Anhaltspunkte, um den Zusammenhang zwischen Scherfestigkeit und Kriechgeschwindigkeit (Kriechgesetz) wenigstens der Grössenordnung nach abschätzen zu können. Auf dieser Grundlage kann zum Beispiel die Bemessung einer Hangsanierung ausgeführt werden (Vollenweider, 1989).

Lässt die Zustandsbeurteilung des Bauwerks auf einen Stabilitätsfall schliessen, so kann unter der Annahme eines vertretbaren Baugrundmodelles über eine Rückrechnung auf die materialtechnischen Randbedingungen geschlossen werden. Unter der Annahme, dass sich das Tragwerk als Ganzes im Grenzzustand befindet ($\gamma = 1.0$), kann über eine Gleichgewichtsbetrachtung ein Set von stabilitätsbestimmenden Bemessungswerten hergeleitet werden (ϕ' , c' , u , usw.), für die die betrachtete Grenzzustandsgleichung erfüllt ist. Dabei ist es in vielen Fällen oft unerheblich, ob die über eine solche Rückrechnung ermittelten Werte den tatsächlichen Werten entsprechen oder nicht. In

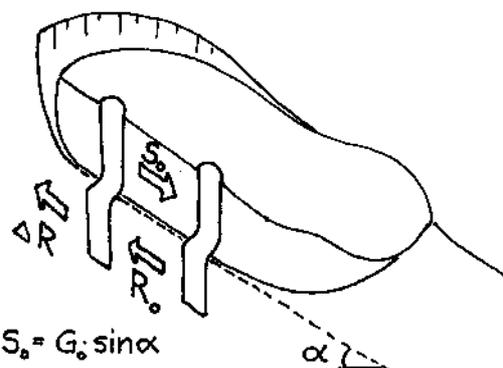
Scherfestigkeit des Bodens

Normalfall $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi' + c'$
 ϕ' : Reibungswinkel
 c' : Kohäsion

Spezialfall $\tau = \tau_0 \left(1 + \xi_0 \log \frac{v}{v_0} \right)$
 τ : Scherwiderstand zu v
 τ_0 : Scherwiderstand zu v_0
 ξ_0 : Rheologiekoeffizient
 Richtwerte ξ_0 (bindiger Boden)
 $\xi_0 = 0.02 - 0.07$
 v : Schergeschwindigkeit

Figur 9.06

Bemessungsfall Kriechhang



$$R_0 = S_0 = G_0 \cdot \sin \alpha$$

$$\Delta R = r \cdot R_0$$

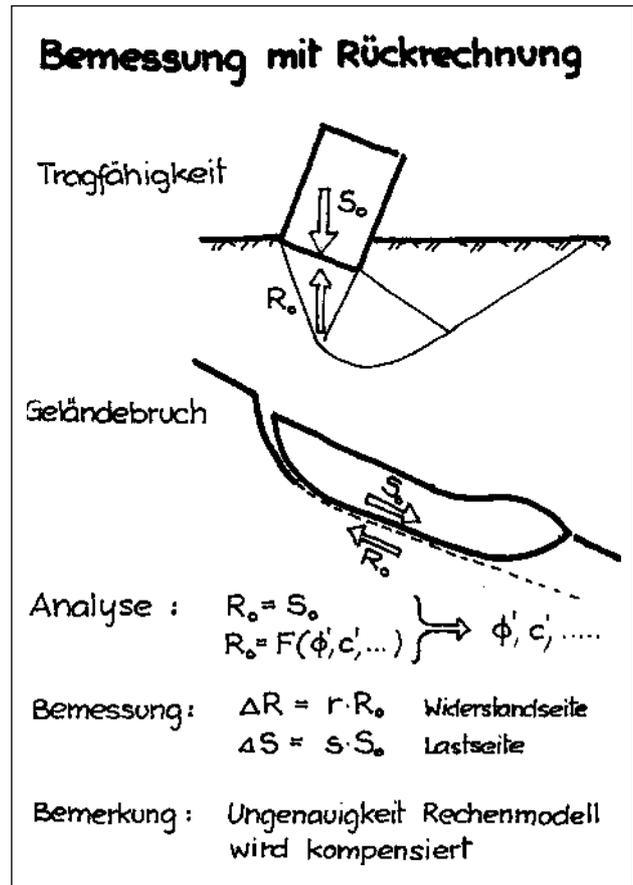
$$r = -\xi_0 \cdot \log \frac{v}{v_0} \quad G_0: \text{Masse Gleitkörper}$$

Figur 9.7

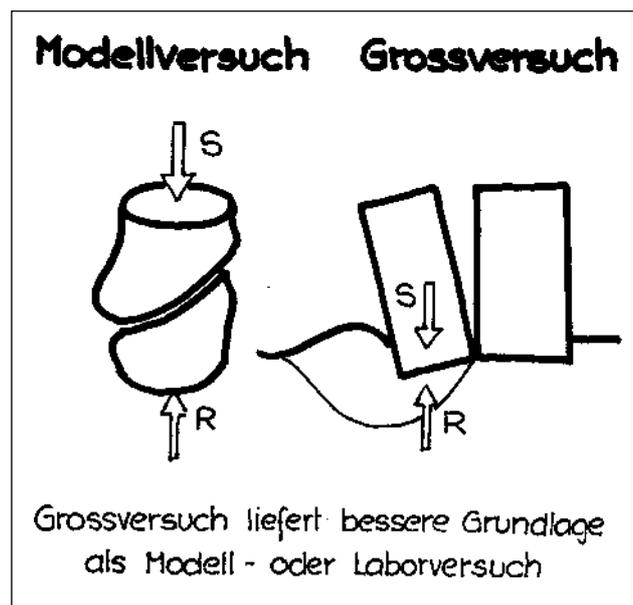
vielen Fällen genügt für die Ermittlung der Verstärkung eines Tragwerks eine relative Betrachtungsweise. Dabei wird gefordert, dass zur Sicherung der Bauwerkqualität die Reduktion der Beanspruchung resp. die Erhöhung des Widerstandes ein bestimmtes prozentuales Mass der Basiswerte von Beanspruchung resp. Widerstand betragen soll. In dieser Betrachtungsweise kompensieren sich selbstregulierend Fehler in der Annahme des Berechnungsmodelles und der Basisvariablen (ϕ' , c' , u , usw.), sodass die Berechnung auch mit partiell unzutreffenden Werten und Annahmen gleichwohl zu einem zutreffenden Ergebnis führt.

9.3.4 Schlussfolgerung

Grundsätzlich sollte immer aus dem Umstand Nutzen gezogen werden, dass ein Bauwerk mit Mängeln und Schäden stets als ein Grossversuch im Massstab 1:1 betrachtet werden kann. Durch eine sorgfältige Analyse von Tragwerkzustand und Tragwerkverhalten kann dadurch vielfach und besser als mit anderen Mitteln auf die massgebenden Bestimmungsgrössen geschlossen werden. Im Grundbau können dies zum Beispiel sein: Erd- druck, Wasserdruck, Scherfestigkeit, Steifigkeit, Kriechmass, usw. Die damit gewonnenen Basisdaten sind in vielen Fällen um einiges zuverlässiger, als über einen anderen Weg (Erfahrungswerte, Tabellenwerte, Laborversuche, Modellversuche usw.) bestimmte Werte. Eine optimale Voraussetzung für die Bemessung der Verstärkung ist immer dann gegeben, wenn Baugrundbeschreibung, geotechnische Kenntnis, empirische Erfahrung und Analyse des Tragwerkverhaltens gemeinsam als Grundlage für die Bestimmung der massgebenden Basisvariablen (ϕ' , c' , u , usw.) zur Verfügung stehen.



Figur 9.8



Figur 9.9

9.4 Verstärkungsmittel

9.4.1 Vorbemerkung

Es kann hier niemals darum gehen, die grundbaulichen Verstärkungsmittel abschliessend zu behandeln, noch eine umfassende Beschreibung ihrer Anwendungsmöglichkeiten, Eigenschaften und Grenzen geben zu wollen. Es folgt lediglich eine kurze Beschreibung und Charakterisierung der gebräuchlichsten Mittel und Verfahren. Dabei soll diese Aufzählung mehr als Checkliste, denn als hinreichende technische Information betrachtet werden. Eine eingehendere Behandlung würde für sich allein den Umfang eines IP Bau Dokumentes in Anspruch nehmen. Ausserdem darf hier auf die sehr gute Behandlung dieses Themas im Grundbau-Taschenbuch Bände 2 und 3, 4. Auflage 1992 verwiesen werden.

9.4.2 Allgemeine Zuordnung

Bei Verstärkungen von Tragwerken mit grundbaulichen Mitteln kann es sich um die Verstärkung:

- einer Fundation
- eines konstruktiven Stützbaues
- eines eigentlichen Erdbauwerkes

handeln.

Die Verstärkung kann dabei auf die Gewährleistung:

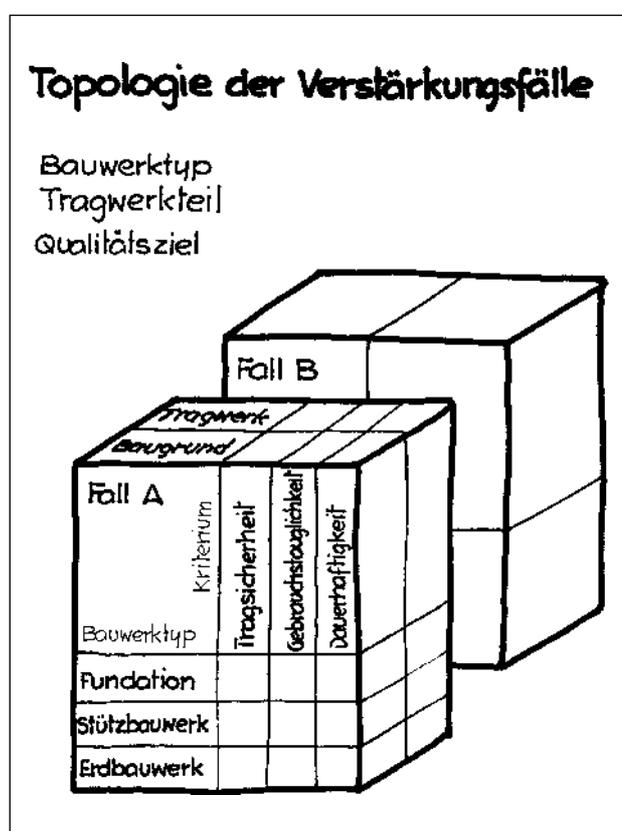
- der Tragsicherheit
- der Gebrauchstauglichkeit
- der Dauerhaftigkeit

ausgerichtet sein. Schlussendlich kann die Verstärkung:

- eine Verbesserung des Baugrundverhaltens
- eine Verbesserung der konstruktiven Tragfähigkeit

bezwecken. Je nach der Aufgabenstellung dürfte das eine oder andere Verfahren resp. Mittel optimal, zweckmässig oder angemessen sein. Es wäre nun reizvoll für jeden topologischen Bauwerksfall die geeigneten Verfahren und Mittel aufzuzählen. Dies gäbe eine sicher sehr interessante Tabelle, würde aber vermutlich wenig zur objekt-spezifischen Problemlösung beitragen. Das Sche-

ma wäre zu starr, um den vielfältigen Variationsmöglichkeiten im Grundbau gerecht zu werden. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich daher nur auf eine kurze Charakterisierung der Verfahren und Mittel. Auf eine verbindliche Zuordnung, was, wann, wo und wie gemacht werden soll, wird verzichtet.



Figur 9.10

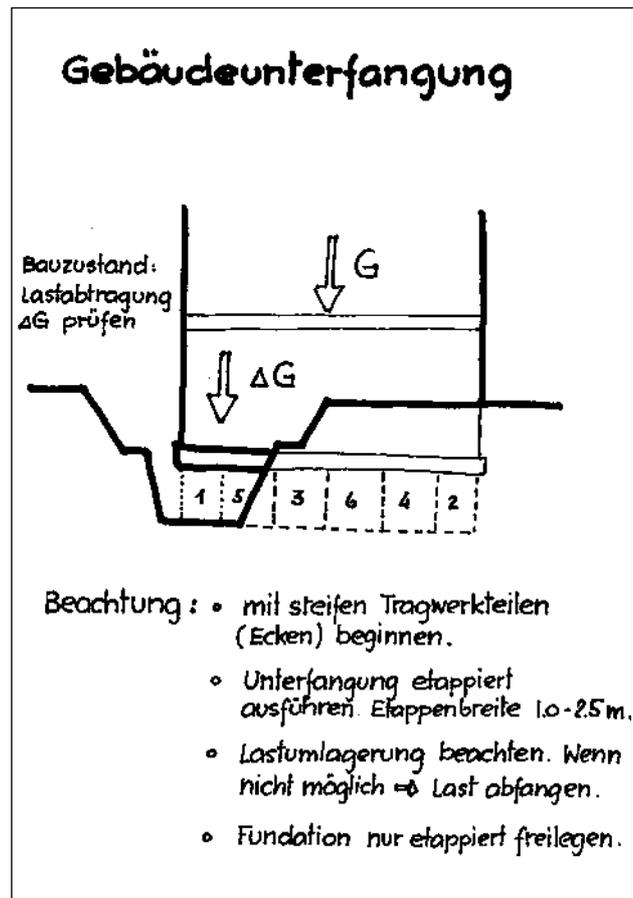
9.4.3 Unterfangungen

Unterfangung ist das Umsetzen der Fundamentlast eines flach gegründeten Bauwerks auf eine tiefere, tragfähigere Baugrundsicht (Hilmer, 1991; Smoltcyk, 1991). Die Anwendung der Unterfangung ist an die folgenden zwei wichtigen Voraussetzungen gebunden:

- Vorhandensein einer tragfähigen Baugrundsicht in erreichbarer Tiefe
- Ausreichende Tragfähigkeit der Tragkonstruktion einschliesslich der Fundamente zur Überbrückung der Beanspruchung in den kritischen Bauzuständen.

Die Unterfangung einer Fundation wird in der Regel in der Breite, zum Teil auch in der Tiefe etappiert ausgeführt. Die Reihenfolge der Arbeitsetappen ist, abgestimmt auf die Gebäudekonstruktion, sorgfältig zu planen. Allenfalls muss die Tragkonstruktion des Gebäudes zur Lastübertragung und Lastumlagerung vor Beginn der Unterfangung verstärkt werden. Steife Konstruktionsteile (Gebäudedecken) sind möglichst als Erstes zu unterfangen. Sattellagerungen sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Das Verformungsverhalten in den Bauzuständen ist kaum prognostizierbar. Unterfangungsarbeiten sind immer durch Messungen und Beobachtungen zu begleiten. Für untolerierbares Verhalten sind entsprechende Massnahmen zu planen, eventuell bereitzuhalten. Setzungen und Verformungen können allenfalls mittels Flachpressen kompensiert werden. Ohne gewisse Deformationen am Bauwerk ist eine Unterfangung nicht ausführbar.

Die Unterfangung ist eine alte und bewährte Bauweise, die zwar sorgfältig ausgeführt werden muss, aber ohne spezielle Geräte ausgeführt werden kann.



Figur 9.11

9.4.4 Mikropfähle

Mikropfahl ist der Sammelbegriff für einen klein-kalibrigen Bohr- oder Rammpfahl mit einem Durchmesser kleiner ca. 300 mm. Mikropfähle werden zum Teil in der gleichen Art und Weise wie konventionelle Pfähle, zum Teil aber auch in der gleichen Technik wie Boden- und Felsanker hergestellt (Franke, 1992; Neumann, 1986; Spann-Stahl). Das Anwendungsgebiet ist heute sehr vielseitig und nicht mehr wie früher nur auf eigentliche Spezialfälle (Fundamentverstärkungen, beschränkte Arbeitsverhältnisse, empfindliche Gebäude und Nachbarbauten, besondere Baugrundverhältnisse) beschränkt.

Die grösste Bedeutung hat heute der Injektionsbohrpfahl, auch Verpress- oder Wurzelpfahl genannt. Die angewandte Technik entspricht weitgehend der Ankererstellung. In Bohrungen von \varnothing 100 bis 250 mm werden ein, allenfalls mehrere Stahlstäbe (z.B. Gewi) \varnothing 30 bis 50 mm oder ein Stahlrohr \varnothing 100 bis 200 mm eingesetzt und der Ringraum mit einer Zementinjektion verfüllt oder verpresst. Bei beschränkten Raumverhältnissen (Ausführung in Kellerräumen) kommen Kleinbohrgeräte zum Einsatz und der Stahlpfahl wird in kleinen Stosslängen von ca. 1.0 bis 1.5 m gekuppelt. Zur Gewährleistung des Korrosionsschutzes werden heute auch voll isolierte Pfähle angeboten. Zur Erhöhung der äusseren Tragfähigkeit kann die Zementinjektion mit Doppelpacker und Mehrfachinjektionen ausgeführt werden. Die erreichbare Gebrauchslast auf axialen Druck liegt, eine ausreichende innere Tragfähigkeit vorausgesetzt, in der Regel bei ca. 200 bis 400 kN in schlechtem Baugrund (tonig-siltig, locker gelagert) bis ca. 600 bis 800 kN in gutem Baugrund (kiesig-sandig, mittel bis hart gelagert). Für axial belastete Zugpfähle dürften die entsprechenden Werte um einen Faktor 1.3 bis 1.5 tiefer liegen.

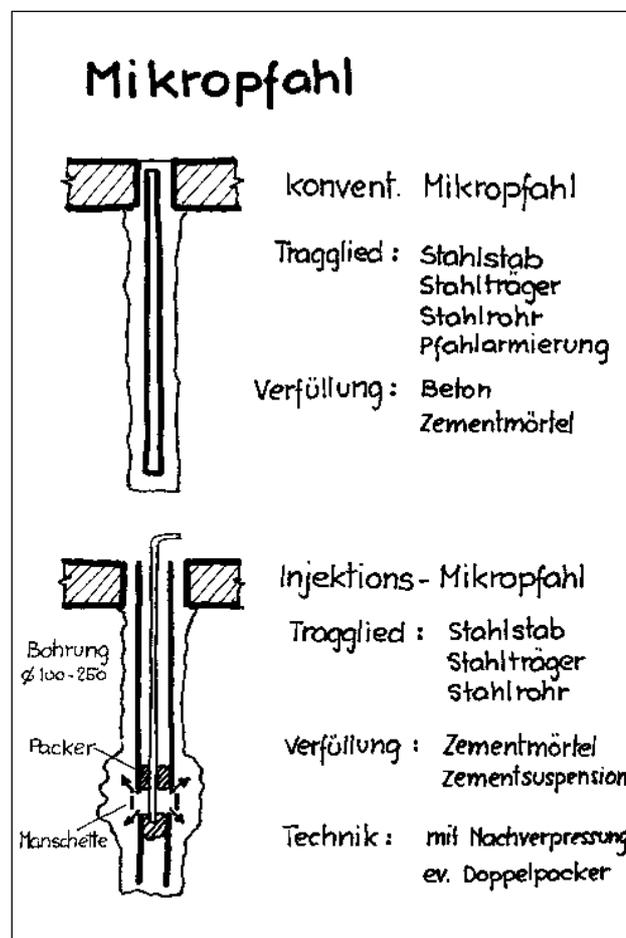
Der Einsatz von Mikropfählen ist grundsätzlich an die gleichen Voraussetzungen wie der Einsatz von Boden- und Felsankern gebunden, namentlich an:

- Eine ausreichende Kenntnis über die Baugrundverhältnisse
- Eine sorgfältige Prüfung der Tragfähigkeit (Pfahlbelastungsversuche)

Bei Mikropfählen, die hauptsächlich auf Reibung tragen, dürfte ein Injektionsbohrpfahl mit Nach-

verpressung die grössten Vorteile bringen. Bei Mikropfählen, die als eigentliche Standpfähle tragen, kann ein Injektionsrammpfahl oder ein konventioneller Kleinbohrpfahl durchaus auch in Frage kommen. Bei der Anwendung von Mikropfählen ist der Krafteinleitung Bauwerk – Pfahl und allenfalls der Knickstabilität besondere Beachtung zu schenken. Aus beiden Gründen kann sich das eine oder andere System als unzweckmässig erweisen.

Der Mikropfahl ist ein modernes, wirtschaftliches Pfahlsystem, das in vielen Fällen den konventionellen Bohr- oder Rammpfahl verdrängen wird.



Figur 9.12

9.4.5 Presspfähle

Der Presspfahl ist ein Stahlbetonpfahl aus einzelnen, im Werk hergestellten Fertigteilen, die hydraulisch in den Boden eingepresst und mittels einem eingepassten Stahldübel (Hülsenrohr) schubfest miteinander verbunden werden (Janzen, 1989). Presspfähle eignen sich besonders bei Sanierungen und Verstärkungen von Gründungen bestehender Bauwerke. Der Durchmesser von Presspfählen beträgt in der Regel ca. 300 bis 500 mm, die Pfahlgliedlänge ca. 400 bis 500 mm. Die Gebrauchslast von Presspfählen beträgt ca. 200 bis 500 kN.

Der Einsatz von Presspfählen ist an die folgenden speziellen Voraussetzungen gebunden:

- Aufschluss über die Baugrundbeschaffenheit, wie sie für alle Pfahlgründungen erforderlich ist
- Ausreichende Tragfähigkeit der Tragkonstruktion zur sicheren Aufnahme der Reaktionskraft beim Pressvortrieb
- Hohe Qualität, grosse Erfahrung und sorgfältige Kontrollen bei der Herstellung und insbesondere beim Vortrieb der Pfähle.

Der Presspfahl trägt fast ausschliesslich als Standpfahl. Ohne versuchstechnischen Nachweis darf kein wesentlicher Pfahlmantelreibungswiderstand angenommen werden.

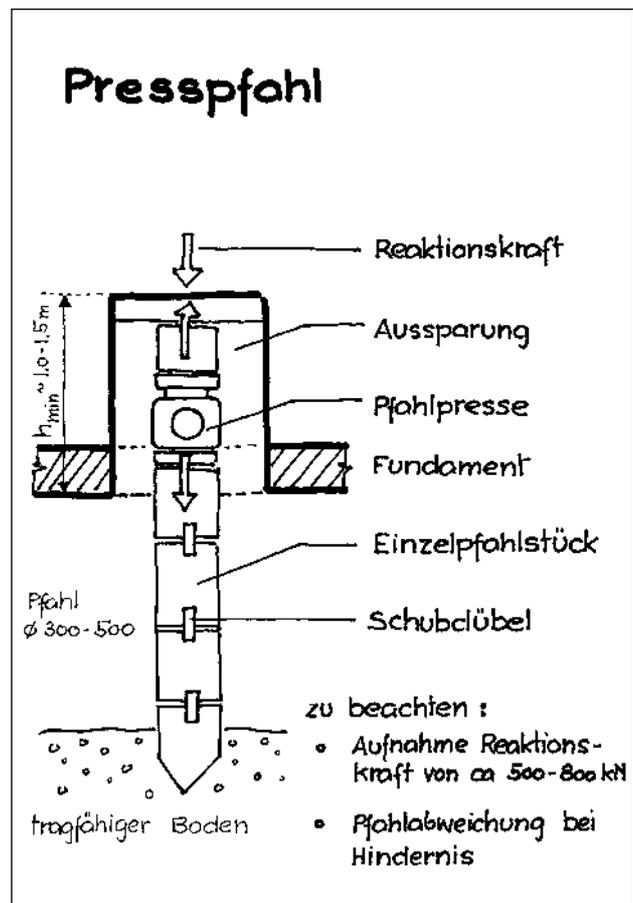
Als wesentliche Vorteile des Presspfahles sind zu nennen:

- Einsatz auf kleinstem Raum ohne Verwendung von Grossgeräten
- Lärm- und erschütterungsfreies Arbeitsverfahren
- Vortrieb und Pfahlmontage bieten die Möglichkeit einer aussagekräftigen Tragfähigkeitskontrolle
- Vorwegnahme der Setzungen durch die Baugrundvorbelastung als Folge des Pressvortriebs.

Demgegenüber sind als wesentliche Nachteile zu nennen:

- Hohe Anforderung an Qualität und Sorgfalt bei der Pfahlerstellung
- Schwierigkeiten beim Auffahren auf Pfahlhindernisse
- Starke Einschränkung der Tragfähigkeit bei Auftreten von Exzentrizitäten (Pfahlabweichung, Pressansatz)
- Beschränkter oder nur sehr geringer Biege-
widerstand des Pfahles (praktisch Gelenkkette)

Durch die Entwicklung der Mikropfahltechnik hat der Einsatz von Presspfählen deutlich an Bedeutung verloren.



Figur 9.13

9.4.6 Schubdübelpfähle

Schubdübelpfähle dienen hauptsächlich der Sanierung und Stabilisierung von Rutsch- und Kriechhängen (Brandl, 1992; Vollenweider, 1989). Mittels Schubdübelpfählen wird der Hangschubwiderstand erhöht, um im Sinne der Bemessung nach Kapitel 9.6 eine ausreichende Stabilitätsverbesserung zu erhalten. Für Hangverdübelungen können alle Elemente, die im Boden einen Schubwiderstand erzeugen, in Frage kommen. Zu nennen sind: Kleinbohrpfähle, Grossbohrpfähle, Ramppfähle, Schlitzwandelemente und grosskalibrige Schachtkonstruktionen.

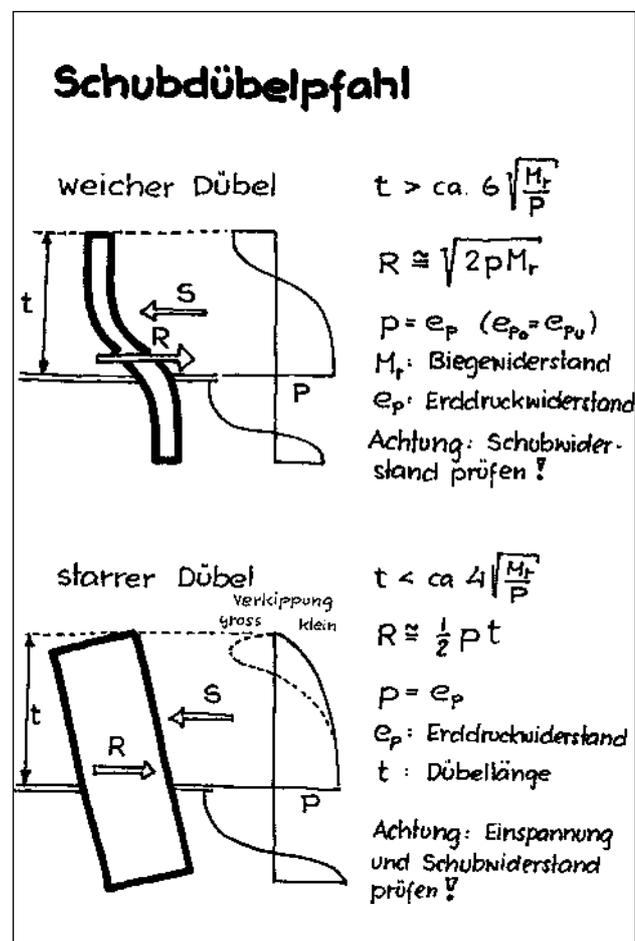
Die Anwendung der Hangverdübelung ist im wesentlichen an folgende Voraussetzungen gebunden:

- Kenntnis der Baugrundgeschaffenheit bezüglich Geologie, Geotechnik und Hydrogeologie.
- Kenntnis des Verschiebungsmechanismus bezüglich Art der Bewegung, Tiefe des Gleithorizontes und Ausmass der von der Bewegung erfassten Baugrundmasse.
- Möglichkeit, das Verhalten der Hangverdübelung zu überwachen, zu kontrollieren und allenfalls verstärken zu können.

Je nach Steifigkeit resp. Schlankheit des Dübels ist ein sehr unterschiedliches Verformungsverhalten zu berücksichtigen. Kleindübel, z. B. Mikropfähle, widerstehen nur auf einer geringen Länge Hangbewegungen. Steife und gedrungene Grossdübel erleiden im Gegensatz dazu eine fast ausschliesslich monolithische Verkantung. Entsprechend der unterschiedlichen Verformung sind für die beiden Fälle unterschiedliche Berechnungsmodelle zu berücksichtigen.

Schwierigkeiten bei der Dübelbemessung bereiten der Ansatz der Erddruckbelastung resp. des Erddruckwiderstandes und die Wahl der angemessenen Sicherheitsvorgabe. Die Lehre und die Literatur (Brandl, 1992) liefern diesbezüglich gewisse Hinweise. Dabei soll aber nicht übersehen werden, dass eine gute Lösung ein hohes Mass an baupraktischer Erfahrung und geotechnischem Feingefühl erfordert. Eine übertriebene Rechengenauigkeit dient der Praxis nicht.

Wenn immer möglich, sollte eine Hangverdübelung mit einem Schubelement von hoher Duktilität und mit einer Pfahlkopfsicherung von ausreichender Elastizität (Verankerung) ausgeführt werden. Das optimale System ist aber objektspezifisch auf Grund von Kosten-Nutzen-Überlegungen zu wählen.



Figur 9.14

9.4.7 Boden- und Felsanker

Boden- und Felsanker sind Zugglieder, die zur Aufnahme von Erd- und Wasserdruckkräften oder zur direkten Abtragung von Zugkräften im Baugrund verankert werden (Ehl, 1986; Ostermayer, 1991). Der Anker besteht aus einem Stahlzugglied, das in einem Bohrloch von ca. 80 bis 150 mm Durchmesser eingebaut und am erdseitigen Ende in einem durch Zementmörtel hergestellten Verpresskörper verankert wird. Boden- resp. Felsanker beziehen sich auf den Baugrund (Lockergestein oder Fels) im Bereich der Verankerungsstrecke. Das Zugglied besteht im allgemeinen, je nach Ankertyp, aus einem Einstabspannglied \varnothing 26 bis 36 mm, Bündelspannglied mit Drähten \varnothing 7 bis 12 mm oder Bündelspannglied mit Litzen \varnothing 0.5" und 0.6". In der Regel wird, was eigentlich immer angestrebt werden sollte, das Spannglied vorgespannt. Mit vorgespannten Anker sind ungefähr folgende zulässigen Ankerlasten (Gebrauchslastniveau) zu erreichen:

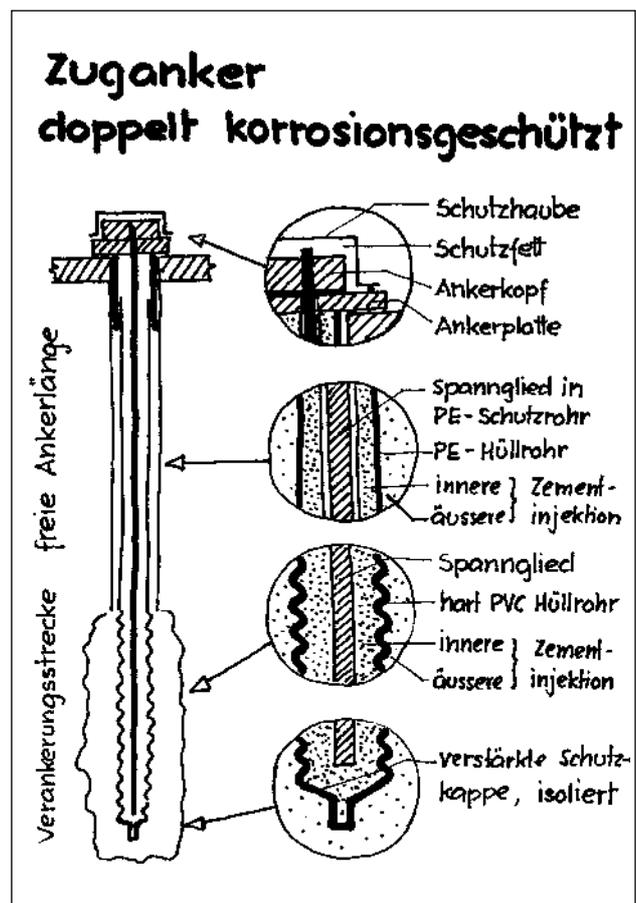
• <i>Schlechter Baugrund:</i> tonig-siltig, locker	200 – 350 kN
• <i>Guter Baugrund:</i> kiesig-sandig, kompakt	450 – 650 kN
• <i>Verankerung im Fels:</i> schlechte Qualität	300 – 500 kN
• <i>Verankerung im Fels:</i> gute Qualität	1000 – 1500 kN

Die angegebenen Werte setzen eine sorgfältige Injektion des Verankerungskörpers voraus. Für Anker von hoher Qualität werden in der Regel Anker mit Nachverpressung (ein- oder mehrfach) ausgeführt. Eine besonders gute Tragfähigkeit des Verankerungskörpers erhält man bei Einsatz von Doppelpacker-Injektionssystemen mit ein- oder mehrfacher Nachverpressung.

Für permanente Anker werden Systeme mit vollständigem Korrosionsschutz gefordert. Die moderne Ankertechnik hat diesbezüglich grosse Fortschritte erzielt (von Matt, 1994). Zur Anwendung gelangen heute Anker mit verlässlichem und auch zuverlässig prüfbar Korrosionsschutz (elektrische Widerstandsmessung).

Der Einsatz von Anker ist grundsätzlich an folgende Voraussetzungen gebunden:

- Ausreichende Kenntnis über die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.
- Sorgfältige Prüfung der Tragfähigkeit der Anker mittels Ankerversuchen und Spannproben.
- Prüfung des Korrosionsschutzes bei Permanentankern.
- Langfristige Kontrolle von Bauwerk und Verankerung.



Figur 9.15

Der Grundsatz ist zu beachten, dass permanente Anker nur dort zur Anwendung gelangen sollen, wo ihr Einsatz wesentliche und belegbare Vorteile gegenüber anderen technischen Lösungen mit sich bringt. Dabei kann aber ein schlaffer Mikrozugpfahl nicht unbedingt immer als eine gute Alternative betrachtet werden.

Die Projektierung und Ausführung von vorgespannten Ankern setzen hohe Sachkenntnis in Geo- und Ankertechnik voraus (Ostermayer, 1991). Die Richtlinie für permanente Boden- und Felsanker des Bundesamtes für Strassenbau (RL 1993) enthält die dabei zu beachtenden Vorschriften, Auflagen und Hinweise. Unter Beachtung der entsprechenden Vorschriften sind Anker ein sicheres und wirtschaftliches Mittel zur Sicherung von Stützkonstruktionen.

9.4.8 Vernagelungen

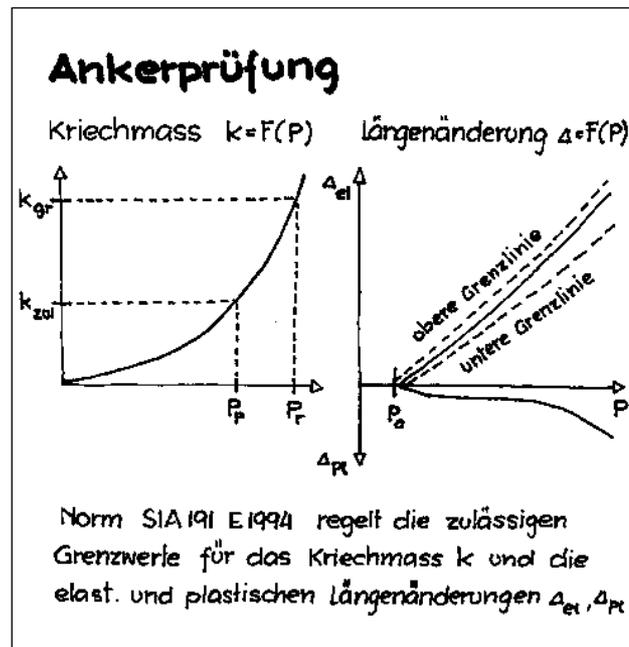
Boden- und Felsvernagelungen sind Stützkörper, die als Verbundkörper wirken (Brandl, 1992; Nitzsche, 1989; Stocker, 1983). Der Stützkörper wird aus drei Elementen gebildet:

- dem anstehenden Boden oder Fels
- den eingebrachten Nägeln
- der Schutzhaut an der Wandvorderseite

Die Herstellung eines solchen Stützkörpers erfolgt schrittweise. Der Boden wird in Etappen von 0.7 bis 1.5 m freier Höhe (je nach Standfestigkeit des Bodens) ausgehoben. Die freigelegte Wandfläche wird rasch mit bewehrtem Spritzbeton gesichert. Nach dem Erhärten des Betons werden die Nägel, ca. 0.5 bis 2 Stück pro m² Wandfläche, in gebohrten Löchern versetzt und vermörtelt. Ist das Injektionsgut erhärtet, werden die Nagelköpfe kraftschlüssig, aber ohne Vorspannung mit der Spritzbetonhaut verbunden.

Anstelle des Spritzbetons kann auch Stahlfaserbeton oder Ortbeton verwendet werden. Die Stärke der Schutzhaut beträgt ca. 8 bis 15 cm für provisorische Vernagelungen und ca. 15 bis 25 cm für permanente Stützkörper.

Als «Nägel» kommen Stahl- und Kunststoffstäbe zum Einsatz. Der Stabdurchmesser beträgt ca. 20 bis 30 mm. Meist werden alle Nägel mit der glei-



Figur 9.16

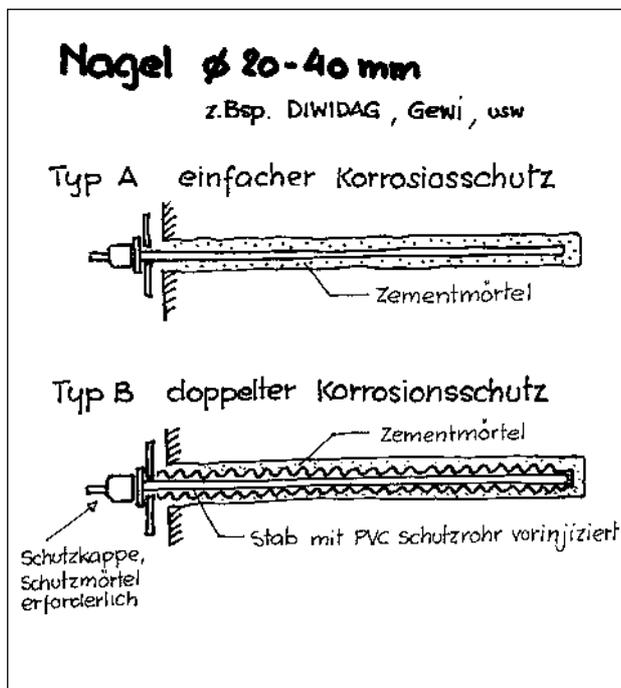
chen Länge ausgeführt, je nach Anwendungsfall werden sie auch abgestuft. Die Länge der Nägel beträgt in der Regel (Richtwert) ca. 50 bis 70% der Wandhöhe. Die Nägel können aber zum Beispiel bei Rutschhängen auch wesentlich länger werden. Für permanente Stützbauwerke sind die Nägel korrosionsgeschützt auszuführen. Der Nagelkopf wird einbetoniert.

Voraussetzung für die Ausführung einer Nagelwand ist eine mindestens kurzfristige Eigentragsfähigkeit bzw. Standsicherheit des anstehenden Bodens.

Eine Bodenvernagelung verhält sich bei genügender Anzahl Nägel wie ein Monolith. Die Verformungen der Nagelwände sind bei steifen Böden aufgrund der Verbundwirkung relativ gering.

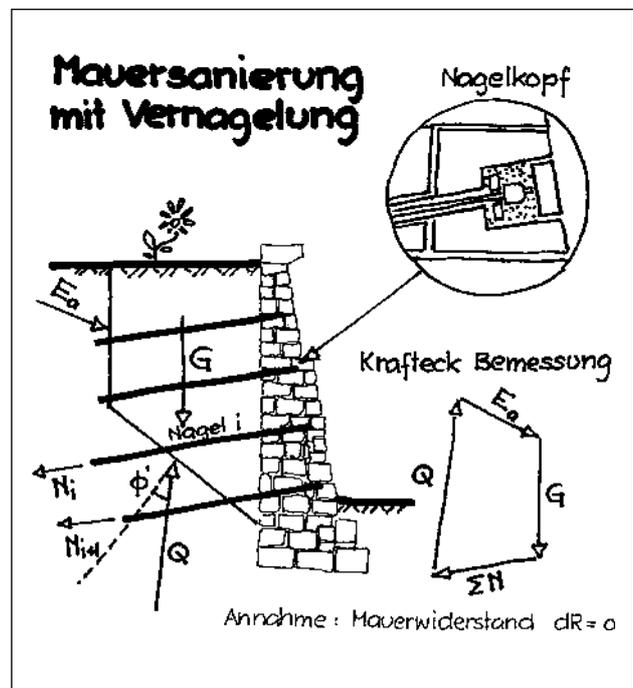
Bei der Bemessung der Stützkörper ist die «innere» wie auch die «äussere» Standsicherheit nachzuweisen. Das heisst, es sind sowohl Gleichgewichtsbetrachtungen an allen möglichen Gleitkörpern vorzunehmen (Bemessung der Zugglieder), als auch ein Nachweis wie für eine normale Stützmauer (Monoliththeorie) durchzuführen.

Einen Spezialfall der Vernagelung bilden die Injektionsverdübelungen. Dabei werden perforierte Stahlrohre in den Boden eingebracht. Der Boden und die Stahlrohre werden injiziert. Die Stahlrohre verbleiben im Boden.



Figur 9.17

Die Vernagelung ist eine interessante, moderne Bauweise, deren Anwendung aber doch eher beschränkt ist. Insbesondere ist bei lockeren oder weichen Böden Vorsicht geboten.



Figur 9.18

9.4.9 Injektionen

Bei der Injektion handelt es sich um ein Einpressen von Injektionsgut in die Poren oder in die Hohlräume des Bodens zur Erhöhung des Scherwiderstandes, Verminderung der Zusammendrückbarkeit, Verminderung der Durchlässigkeit (bis zu 10^{-9} m/sec) oder Vergrößerung der Homogenität (Idel, 1991).

Je nach Boden und Anwendung kommen Injektionsmittel auf der Basis von Zement, Ton, Silikatgel und Kunstharz in Form von Lösungen, Suspensionen, Pasten oder Emulsionen zur Anwendung. Die Wahl des Mittels richtet sich nach der Aufgabenstellung und der Beschaffenheit des Baugrundes. Am häufigsten wird jedoch als Injektionsgut Zementmörtel verwendet.

Gewisse Komponenten können zu Umweltproblemen führen, die auch nach dem Aushärten nicht in jedem Fall bewältigt werden können.

Sind die im Boden vorhandenen Hohlräume durchgängig, so kann mit weniger Einpressdruck injiziert werden. Ist der Boden weniger durchlässig, erhöht sich der Einpressdruck und es können zusätzliche Fließwege aufgebrochen werden. Hoher Druck kann zu erwünschten oder auch unerwünschten Hebungen der Oberfläche führen.

Die Verpressdrücke variieren stark je nach Überlagerungshöhe, Boden und Injektionsgut (2–30 bar). Je nach Fall ist auch eine Staffelung der Injektionsdrücke evtl. kombiniert mit einer Veränderung der Dosierung des Injektionsmittels vorteilhaft.

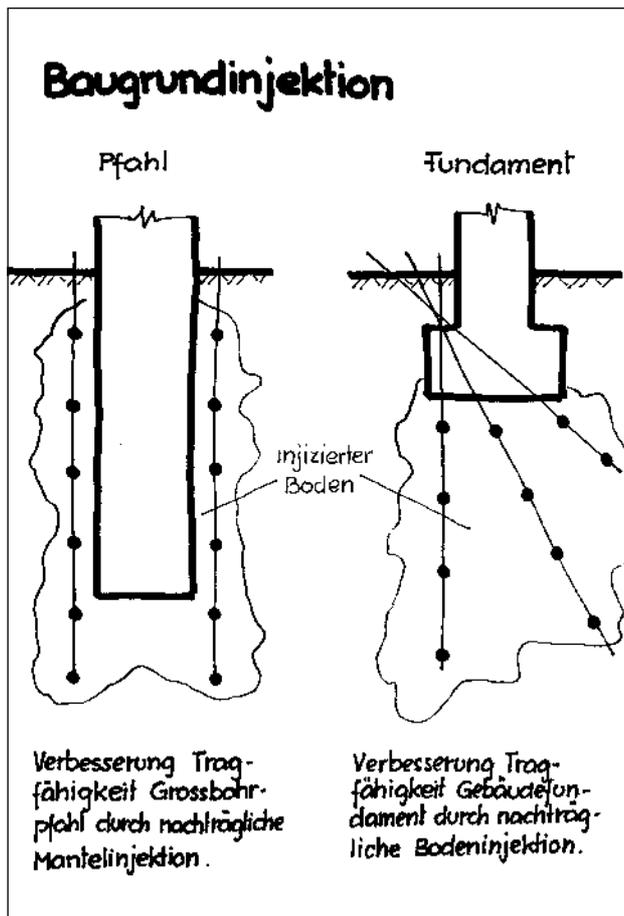
Eine sorgfältige Baugrunduntersuchung ist unumgänglich. Kornverteilungskurven, Schichtaufbau, Durchlässigkeiten, Kluftsysteme u.a. beeinflussen Machbarkeit, Wahl des Injektionsgutes und des Bohrverfahrens, Vorgehen bei der Injektion sowie die Anordnung der Injektionen. Vorversuche sind praktisch immer erforderlich.

Wegen der Heterogenität des Bodens kommt der Überwachung und Kontrolle des Injektionsvorganges (Bohrloch, Injektionsgut, Menge, Ort, Druck, Fließgeschwindigkeit) und der Umgebung grosse Bedeutung zu. Damit können wichtige Rückschlüsse über die wahrscheinliche Verteilung des Injektionsmittels im Boden gezogen werden. Die effektive Verteilung kann durch weitere Untersuchungen (Sondierungen, Durchlässigkeits-, Belastungstest, etc.) näher abgeschätzt werden, aber nur durch Freilegen des Injektionskörpers vollständig geklärt werden.

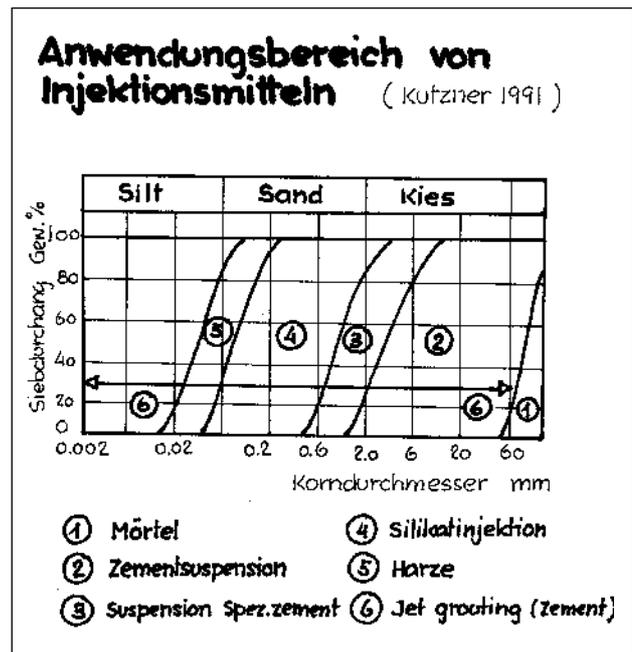
Die Bohrungen müssen sorgfältig und mit hoher Präzision ausgeführt werden, um Fehlstellen im Einpressbereich möglichst zu verhindern. Eine Einteilung in Bohrserien mit zunehmend engerem Raster ist meist vorteilhaft (zum Beispiel von 8 m Abständen auf 4 m, 2 m, 1 m, 0.5 m). Nach der Bohrung folgt die eigentliche Injektion, die mit Einfach- oder Mehrfachpackern schrittweise mit mehr oder weniger Druck ausgeführt wird. Eventuell sind Nachinjektionen erforderlich.

Die erreichbaren Druckfestigkeiten variieren stark mit dem verwendeten Injektionsgut und dem anstehenden Boden. Mit Zementinjektionen sind unter günstigen Voraussetzungen (Baugrundbeschaffenheit) Druckfestigkeiten erreichbar, die mit Beton vergleichbar sind.

Die Injektionstechnik ist ein altes, bewährtes Verfahren zur Sanierung und Dichtung von Böden und Grundbauwerken. Zur Verbesserung der Tragfähigkeit wird die Injektionstechnik allerdings durch neuere Verfahren (Mikropfähle, Jetting) ersetzt.



Figur 9.19



Figur 9.20

9.4.10 Jetverfahren

Das Jetverfahren (Jet Grouting, Soilcrete, Düsenstrahlverfahren) ist eine Methode, bei welcher der Boden unter Hochdruck injiziert wird, sodass ein

Materialaustausch oder zumindest eine Vermischung des Bodens mit dem Injektionsgut entsteht (GKN Keller).

Angewendet wird dieses System für Bodenverbesserungen (Unterfangungen, Fundamentsanierungen, Wandelemente, Stützkörper, ...) und Abdichtungen.

Das Erstellen der Jetkörper beginnt mit einer Bohrung in die gewünschte Tiefe (Phase 1). Beim Rückzug der Injektionslanze wird der anstehende Boden mit einem Schneidstrahl aus Wasser oder Suspension mit oder ohne Luftzusatz unter Druck (bis 1'000 bar) zerschnitten (Phase 2). Der aufgefärschte Boden wird teilweise an die Oberfläche gespült. Gleichzeitig mit dem Fräsen wird der Boden mit einer Zement- oder Zementbentonitsuspension vermischt (Phase 3). Durch Erhärten der Suspension entsteht der Stützkörper.

Je nach Bewegung des Düsenstrahls entstehen Tragkörper in Säulen- oder Scheibenform. Bei Zugabe von Luft wird der Tragkörper grösser (bis ca. 2 m Durchmesser). Es können vertikale aber auch geneigte Tragkörper hergestellt werden.

Überschnittene Soilkretkörper können beliebig kombiniert werden. Damit können grössere Körper aller Art hergestellt werden.

Die Festigkeit der Jetsäulen kann variiert werden (Parameter: Zieh- und Drehgeschwindigkeit des Düsenträgers, Injektionsgut). Je nach Bodenart und Fall können Festigkeiten von 3 bis 25 N/mm² erreicht werden.

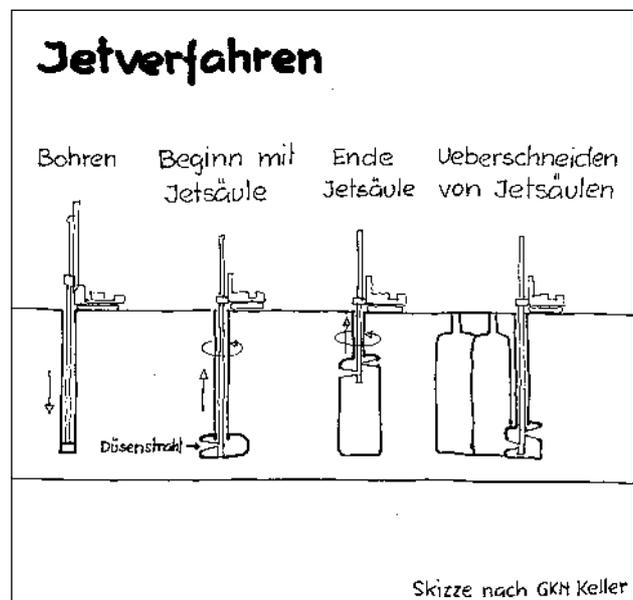
Die Anwendbarkeit dieses Verfahrens wird durch die Kornverteilung begrenzt. In organischen Böden sind im Einzelfall Abklärungen zu treffen. Probleme treten auch bei der Jetpfahlerstellung bis nahe an die Oberfläche auf (fehlender Widerstand, Hebungen).

Ein weiteres Anwendungsgebiet des Jetverfahrens ist die Herstellung von Jet-Filterbrunnen (auch Regenerierung von bestehenden Brunnen) und Kiesdrains. Dabei werden mit einem Flüssigkeitsstrahl unter Hochdruck Feinanteile aus dem Boden gelöst und ein Teilaustausch des anstehenden Bodens mit Filterkies ausgeführt.

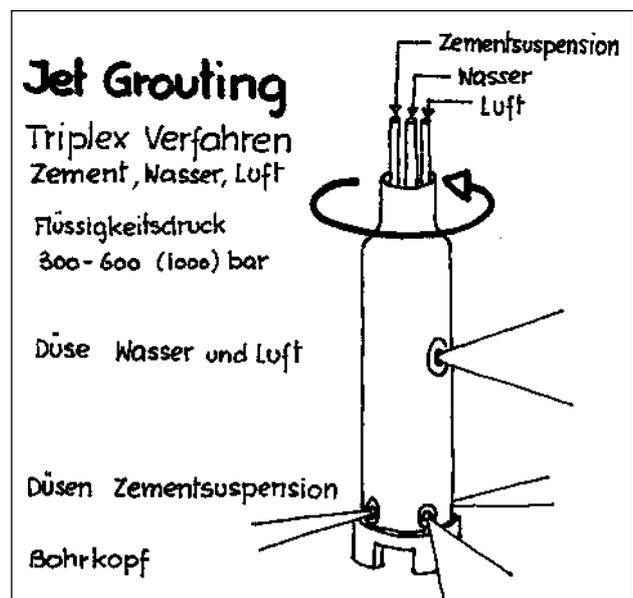
Gegenüber anderen Injektionstechniken hat das Jetverfahren die Vorteile, dass:

- die Anwendung auch in feinkörnigen Böden möglich ist.
- anstatt Chemikalien als Injektionsgut anorganische Suspensionen verwendet werden.

Das Jetverfahren ist ein modernes, vielseitiges Verfahren, das allerdings grosse Erfahrung, gute geotechnische Kenntnis und sorgfältige Abklärung der Anwendbarkeit voraussetzt.



Figur 9.21



Figur 9.22

9.5 Systemwahl

9.5.1 Voraussetzungen

Der Entscheid über die grundbauliche Verstärkung eines Tragwerks setzt idealerweise die Kenntnis der in Kapitel 9.2 genannten Grundlagen voraus. In der Praxis wird man selten über alle diese Grundlagen eine zuverlässige Kenntnis besitzen. Entscheide über die Verstärkung müssen daher vielfach, speziell auch hinsichtlich Beschaffenheit und Verhalten des Baugrundes, auf einer unvollständigen Kenntnis gefällt werden. Die fehlende Kenntnis muss dabei mit Wahrscheinlichkeits- und Risikoüberlegungen kompensiert werden.

9.5.2 Entscheidungskriterien

Der Entscheid über die Wahl des zweckmässigsten Mittels oder Bauverfahrens zur Verstärkung eines Tragwerks bereitet oft Mühe, weil im Grundbau solche Entscheide nicht selten auf unsicheren und unvollständigen Grundlagen getroffen werden müssen. Aus diesem Grunde kommt bei der Entscheidungsfindung einer sorgfältigen Beachtung der system- und verfahrenstechnischen Belange und der wahrscheinlichkeitstheoretischen und risikotechnischen Überlegungen besondere Bedeutung zu. Bei der Wahl des zweckmässigsten Mittels oder Verfahrens sollen die systemrelevanten wie auch die objektbezogenen Punkte Beachtung finden.

Aufgrund der Kriterien müssen gewisse Bauverfahren von vornherein ausgeschlossen werden, da sie bestimmte, an das Bauwerk resp. Bauvorhaben zu stellende Minimalanforderungen nicht erfüllen (Beispiel: Verkehrseinschränkungen, Emissionen, usw.) Andere müssen modifiziert oder im Rahmen der Entscheidungsfindung mit einem Bonus oder Malus versehen werden. Als Zielvorstellung gilt, alle systemtechnischen und objektbezogenen Vor- und Nachteile zu quantifizieren, um den Entscheidungsprozess transparent, sachlich und wägbare gestalten zu können.

Entscheidungskriterien

systemrelevante Kriterien

- Ausführbarkeit
- Empfindlichkeit
- Verstärkbarkeit
- Anpassungsfähigkeit
- Bewährtheit
- Robustheit
- Verträglichkeit

objektbezogene Kriterien

- Bedeutung Bauwerk
- Baukosten
- Folgekosten
- Termine
- Einschränkungen
- Emissionen

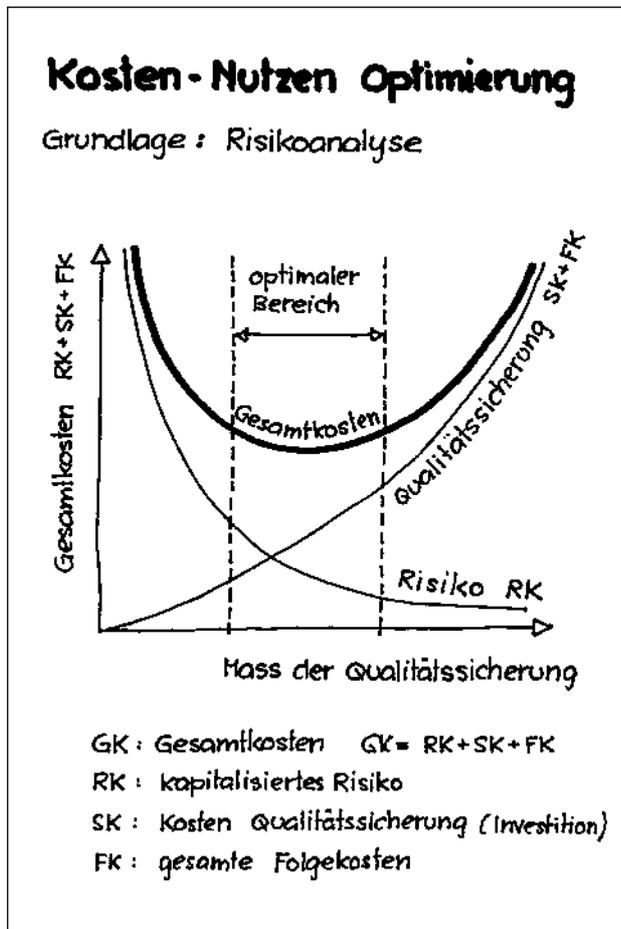
Figur 9.23

9.5.3 Kosten-Nutzen-Überlegungen

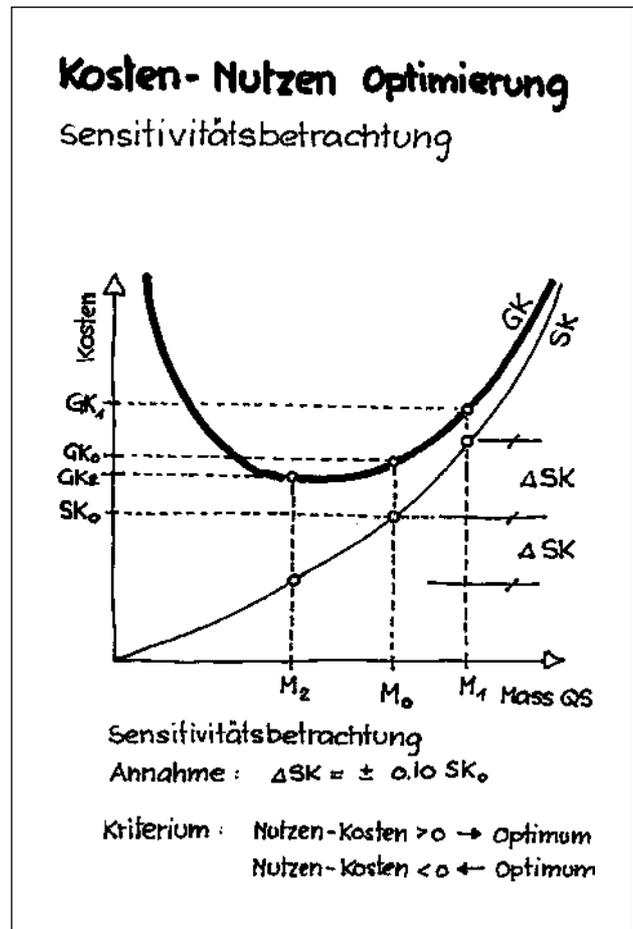
Sind in einem Prozess Unsicherheiten und Risiken mitzubedenken, was bei grundbaulichen Aufgaben in kleinerem oder grösserem Umfang immer der Fall ist, so wird letztlich die Entscheidung über die optimale Wahl eines Systems nur auf der Basis einer Kosten-Nutzen- resp. Kosten-Risiken-Analyse sachlich gefällt werden können. Das mag sehr akademisch und theoretisch erscheinen. In Wirklichkeit wird jedoch jeder gute Ingenieur, intuitiv oder bewusst, nach solchen Kriterien und Überlegungen entscheiden. Unwahrscheinliche Verhältnisse und Ereignisse werden bewusst von der weiteren Betrachtung ausgeschlossen. Kosten-Nutzen-Risiko Überlegungen sollten dem

Ingenieur bei der Lösung von Bauaufgaben viel stärker, als heute gewohnt, ins Bewusstsein gebracht werden. Dies ganz besonders im Grundbau mit dem hohen Potential an Unsicherheiten und Risiken.

Ein brauchbares Mittel auf der Suche nach kosten- oder risikomässigen Schwachstellen ist die Frage nach der optimalen Projektänderung. Dabei sollen alle das Bauvorhaben tangierenden Aspekte, einschliesslich Risiken, Kosten, Termine usw. in Betracht gezogen werden. Die Frage ist zu stellen: welche Massnahmen wären aus ingenieurtechnischer Sicht vorzuschlagen, wenn die Baukosten um beispielsweise 10 Prozent erhöht werden dürfen, resp. um 10 Prozent gesenkt werden müssten?



Figur 9.24



Figur 9.25

Der Handlungsspielraum kann sich dabei auf eine Änderung einer der nachfolgenden, stichwortartig aufgeführten Massnahmen beziehen:

- Baugrunderkundung
- Laboruntersuchungen
- Tragwerkkonzept
- Bauwerknutzung
- Tragwerkssystem
- Tragwerkberechnung
- Tragwerkbemessung
- Sicherheitsplanung
- Sicherungsmittel
- Überwachung und Kontrollen
- Expertenberatung
- usw.

Interessanterweise wird bei dieser Art von Fragestellung meistens rasch klar, mit welchem Mittel ein Maximum an Qualität resp. ein Minimum an Risiko zu erreichen wäre, oder wo andernfalls Sparmassnahmen unter Inkaufnahme gewisser Nachteile ansetzen müssten.

9.5.4 Hilfsmittel Beobachtungsmethode

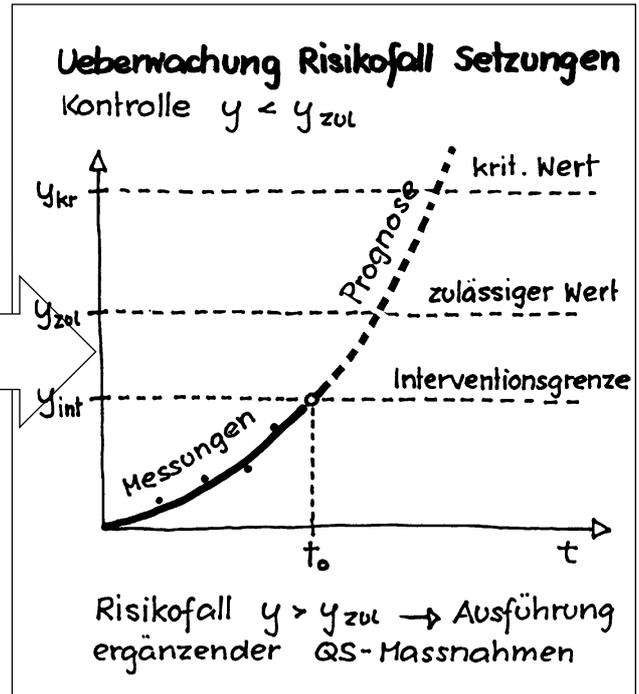
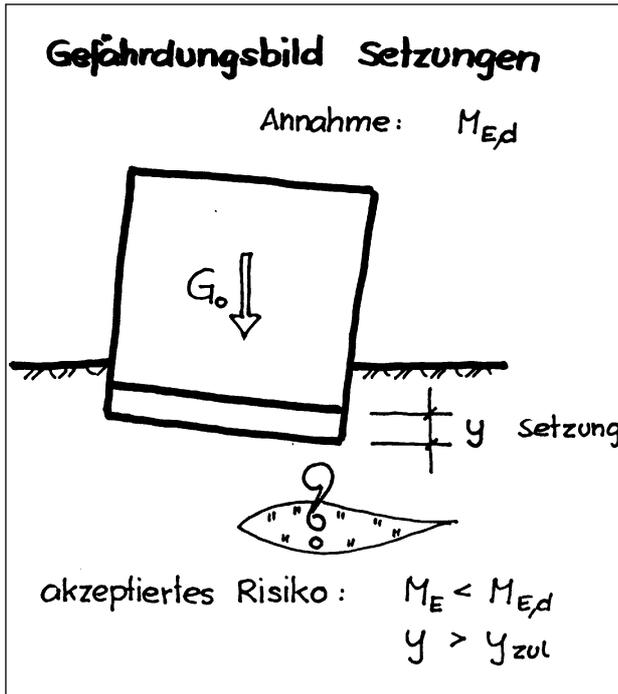
Eine wesentliche Aufgabe im Prozess der grundbaulichen Entscheidungsfindung liegt im Erkennen, Quantifizieren und bewussten Akzeptieren von Risiken. Das Kosten–Nutzen Verfahren soll ja zeigen, was man bereit ist, im Sinne einer Optimierung der Aufgabe an Risiken in Kauf zu nehmen. In der klassischen Konstruktionslehre wird über Risiken kaum gesprochen. Solche sind durch eine genügende Sicherheitsvorgabe (SIA Normenwerk) praktisch vollständig abgedeckt.

Im Grundbau werden aber aus wirtschaftlichen Überlegungen, Risiken kaum je in gleichem Masse eliminiert werden können. Man denke zum Beispiel an die Sanierung eines Rutsch- oder Kriechhanges im Gebirge. Für diese Fälle kennt der Grundbau eine eigene Strategie, zusammengefasst unter dem Begriff Beobachtungsmethode (Vollenweider, 1994). Dabei ist der Begriff Beobachtungsmethode lediglich eine neue Wortschöpfung für eine alte, bewährte, ingenieurmässige Handlungsweise.

Nach der Beobachtungsmethode werden gewisse Risiken auf Grund von Kosten–Nutzen–Überlegungen bewusst akzeptiert. Ausgangspunkt für diese Handlungsweise bildet der Umstand, dass im Vorfeld der Bauausführung oder Bauwerkverstärkung über gewisse technische Vorgaben zum Teil unbestimmte oder nur wahrscheinlichkeitsbezogene Aussagen möglich sind. Dass aber im Prozess der Bauausführung oder auch Bauwerknutzung weitere Informationen über die vormals fehlenden Bestimmungsgrössen hinzu gewonnen werden können. Zu denken ist in diesem Fall an:

- Beschaffenheit und Verhalten des Baugrundes vor, während und nach der Bauausführung.
- Wirkung und Tragfähigkeit der Verstärkungsmittel für sich allein und/oder im Verbund mit dem zu sichernden Tragwerk.
- Ausführungsbezogene Probleme die aus einer mangelnden Erfahrung mit dem zum Einsatz kommenden Sicherungsmittel resultieren.

Nach der Beobachtungsmethode soll dieser dynamische Erkenntnisprozess in die Strategie zur Gewährleistung der geforderten Qualität miteinbezogen werden. Mit der Bauausführung oder auch der Bauwerknutzung soll möglichst viel an fehlender Information hinzugewonnen werden.



Unter Umständen drängt sich in diesem Prozess, was bei der Beobachtungsmethode eingeplant ist, eine Änderung, Anpassung oder Verstärkung des Bauvorhabens oder des Tragwerks auf. Als Beispiel sind in diesem Zusammenhang Verankerungsarbeiten mit vorgespannten Ankern zu nennen, wo erst die Spannprobe eine verlässliche Aussage über die Tragfähigkeit der Anker liefert und wo, bei Nichterfüllen der gesetzten Minimalanforderungen, ergänzende Verstärkungs- oder Sicherungsmassnahmen erforderlich werden. Die Anwendung der Beobachtungsmethode ist jedoch nicht frei von Zwängen. Insbesondere ist sie, in Stichworten gefasst, an die fünf nachfolgenden einschränkenden Voraussetzungen gebunden:

- Das eingegangene Risiko soll stets in einem angemessenen Verhältnis zum wirtschaftlichen Nutzen stehen.
- Für das Verhalten von Baugrund und Bauwerk sind im voraus Grenzwerte für den akzeptablen und den kritischen Verhaltensbereich festzulegen, die im einen Falle (Interventionsgrenzen) nicht überschritten werden sollen, im anderen Falle (Versagensgrenzen) nicht überschritten werden dürfen.



Figur 9.25

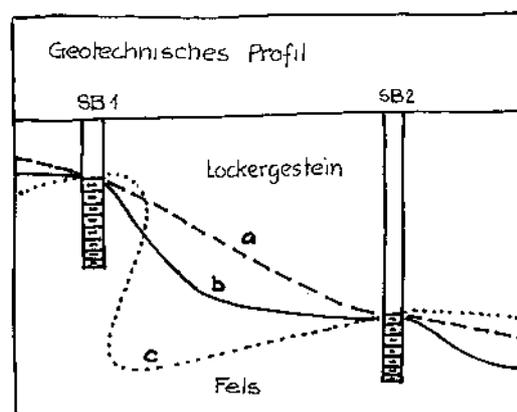
- Es sind Kontrollen zu planen und durchzuführen, mit denen das Baugrund- und Tragwerkverhalten überwacht und der Risikofall vorhergesehen werden können.
- Es sind bautechnische Massnahmen vorzubereiten und allfällige Sicherheitsmassnahmen bereitzustellen, mit denen der Risikofall ausgeschlossen oder mindestens die Folgen daraus beschränkt gehalten werden können.
- Über das eingegangene Risiko ist mit dem Auftraggeber resp. dem Bauherrn unter Nennung von Folgen und Folgekosten eine klare Vereinbarung zu treffen.

Die Anwendung der Beobachtungsmethode bringt, speziell im Grundbau, wirtschaftliche Vorteile. Sie verlangt aber in der Ingenieurbearbeitung des Projektes, was eher ungewohnt ist, eine integrale Risikoanalyse und Sicherheitsplanung und für die Ausführungs- und Nutzungsphase eine konsequente Bauwerküberwachung.

Bei der Anwendung der Beobachtungsmethode wird der Ingenieur in allen Bereichen wesentlich stärker gefordert, als wenn er von allem Anfang an eine sichere, dafür aber vielleicht unwirtschaftliche Lösung in Vorschlag bringt.

Risiko Baugrund

Risikoabwägung für Festsetzung von Bemessungsgrundlagen



Beurteilung Schichtverlauf (Fels)

- a) wahrscheinlicher Erwartungswert
- b) vorsichtiger Erwartungswert
- c) möglicher Extremwert

Figur 9.27

Auflagen Beobachtungsmethode

- Risikoanalyse
- Kosten- Nutzenanalyse
- Prognose Bauwerkverhalten
- Planung Sicherheitsmassnahmen
- Bauwerküberwachung (Risikofall)
- Risikoabsprache

Figur 9.28

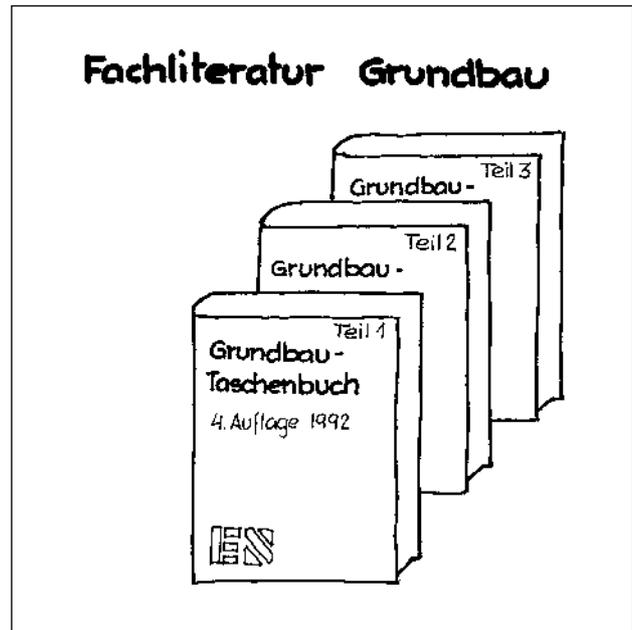
9.6 Berechnung und Bemessung

9.6.1 Vorbemerkung

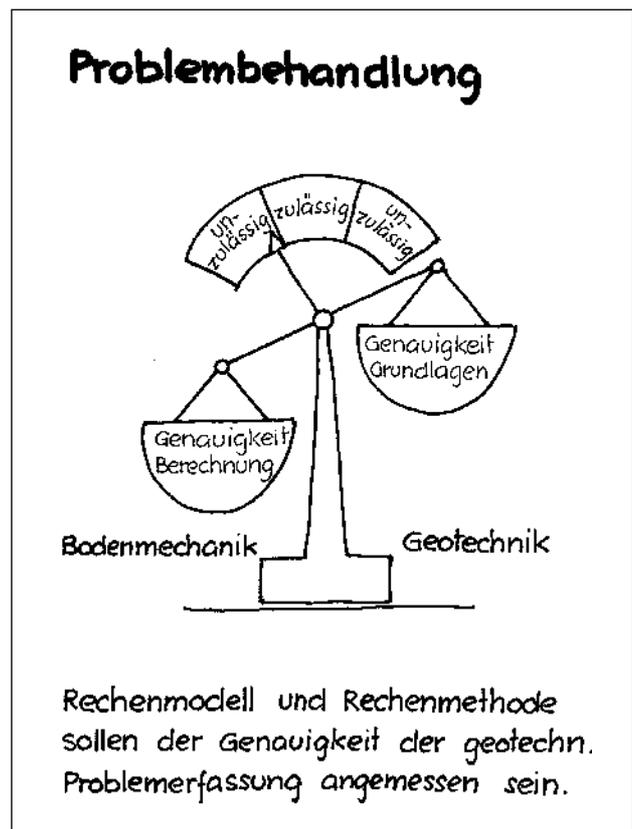
Die folgenden Gedanken zur Berechnung und Bemessung sind nur grundsätzlicher Natur. Weder werden Berechnungsmethoden, noch Bemessungsmethoden eingehend behandelt. Diesbezüglich wird auf die recht ausführliche Fachliteratur, vorab auf das vorbildlich gestaltete Grundbau-Taschenbuch Bände 1, 2 und 3, 4. Ausgabe, 1991/1992 verwiesen. Behandelt werden jedoch spezielle Punkte, die bei der Bemessung von Verstärkungen bestehender Tragwerke besonders zu beachten sind.

9.6.2 Genauigkeit

Bei allen grundbaulichen Berechnungs- und Bemessungsaufgaben gilt es, die Genauigkeit der Berechnung im Hinblick auf die Genauigkeit der das tatsächliche Problem beschreibenden Modell- und Berechnungsannahmen besonders zu beachten. Vielfach wird die Möglichkeit, mit Hilfe verfeinerter Berechnungen eine Bemessungsaufgabe besser lösen zu können, sträflich überschätzt. Der aktive Erddruck auf eine Stützwand, die Setzungen eines Fundamentes oder der Tragwiderstand eines Pfahles können, als rechnerische Aufgabe, zwar sehr genau berechnet werden. Die Bestimmung der entsprechenden Basisgrößen, zum Beispiel die richtige Wahl des dem Problem angemessenen Baugrundmodells und der das Baugrundverhalten zuverlässig charakterisierenden Materialeigenschaften, bereiten da weit grössere Schwierigkeiten. Überdies kann das Tragverhalten gewisser grundbaulicher Tragelemente, wie zum Beispiel Mikropfähle oder Zuganker, praktisch überhaupt nur auf Grund von empirischer Erfahrung oder direkter Tragfähigkeitsprüfungen bestimmt werden. Erdbaumechanische Berechnungen führen da wohl kaum zum Ziel. Bei der Bemessung von grundbaulichen Tragelementen ist diesem Umstand immer gebührend Rechnung zu tragen. Vor Inangriffnahme von statischen Berechnungen zur Bemessung eines Tragwerks, sollte man sich über die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Berechnungsgrößen, der Bemessungsgrößen und der Berechnungsmodelle stets Rechenschaft geben. Eine gute Ingenieurlösung verlangt nach einer harmonischen Ausgewogenheit aller dieser Faktoren.



Figur 9.29



Figur 9.30

9.6.3 Methodik der Bemessung

Bei der Bemessung der grundbaulichen Elemente zur Verstärkung bestehender Tragwerke gelten grundsätzlich die gleichen Überlegungen wie bei der Bemessung neuer Tragwerke. Der Gang der Bemessung wird im allgemeinen von folgenden, iterativ zu durchlaufenden Schritten bestimmt sein:

- Gefährdungsbildbestimmung
- Selektion Gefährdungsbild Bemessung
- Wahl des Versagensmechanismus
- Wahl der Bemessungsparameter
- Berechnung der Tragwerkbeanspruchung
- Bemessen des Tragwerks

Jeder dieser Schritte enthält ein gewisses Mass an Unschärfe, Unsicherheit oder Unbestimmbarkeit, die mit Sicherheitsmassnahmen und Sicherheitsvorgaben abzudecken sind. Der Prozess der Konstruktionswahl und der Bemessung ist mehrfach iterativ und selten in einem Rechengang abzuschliessen. Im Normalfall sind zur Bemessung des Tragwerks oder Tragwerkteils mehrere Gefährdungsbilder und auch mehrere Versagensmechanismen zu untersuchen. Bezüglich des Gangs der Bemessung gelten für bestehende und neue Bauwerke grundsätzlich die gleichen Überlegungen. Es kann damit, mindestens was diese Punkte betrifft, auf die entsprechende Lehre, Literatur und Praxis verwiesen werden.

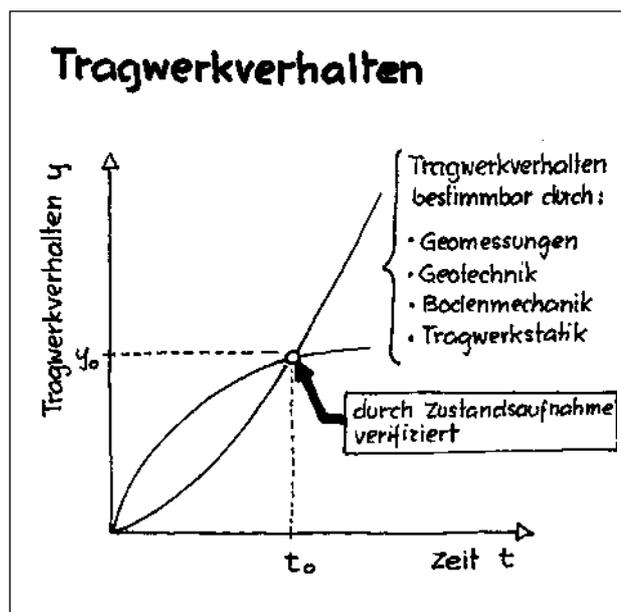
In drei Punkten unterscheidet sich aber die Bemessung der Verstärkung eines bestehenden Tragwerks von der Bemessung eines neuen Tragwerks ganz erheblich, nämlich:

- in der Ermittlung und Beurteilung des Tragwerkverhaltens
- in der Wahl der Sicherheitsvorgaben zur Abdeckung von Unsicherheiten
- im Vorhalten von Tragwiderstandsreserven

a) Das Tragwerkverhalten

Wie bereits dargelegt wurde, können über eine Zustandsaufnahme und Messungen am bestehenden Bauwerk wertvolle Informationen über wesentliche Bemessungsparameter des Baugrund- und Tragwerkverhaltens gewonnen werden. Die Qualität dieser Informationen ist in vielen Fällen um einiges besser, als im vergleichbaren Fall der Bemessung eines neuen Tragwerks. Die Daten sind durch die Existenz und das Verhalten des Tragwerks erhärtet. Gewisse Unsicherheiten lassen sich dadurch eliminieren.

Bei einem bestehenden Bauwerk kann von einem festen, verifizierten Punkt in der Matrix Tragwerkbeanspruchung – Tragwerkverhalten ausgegangen werden. Eine Inter- oder Extrapolation im Verhalten des Tragwerks unter bestimmten belastungsmässigen oder konstruktiven Veränderungen ist dabei möglich. Im allgemeinen ist es daher leichter, Massnahmen zu nennen, die zu einer bestimmten Qualitätsverbesserung des Bauwerks führen. Bei der Bemessung der Verstärkung eines bestehenden Tragwerks ist aus diesem unbestreitbaren Vorteil Nutzen zu ziehen.



Figur 9.31

b) Die Sicherheitsvorgabe

Im allgemeinen Fall sind bei der Bemessung eines Tragwerks oder Tragwerkteils Unsicherheiten durch entsprechende Sicherheitsvorgaben abzudecken. Zu denken ist dabei an folgende, die Bemessung und das Verhalten eines Tragwerks beeinflussenden Faktoren:

- Vereinfachung Gefährdungsbild
- Vereinfachung Einwirkungsmodell
- Vereinfachung Berechnungsmodell
- Streuung der Bemessungsgrößen
- Rechenungenauigkeiten
- Ausführungstoleranzen
- Ausführungsungenauigkeiten

Nach dem SIA-Normenwerk werden all diese Unschärfen und Unsicherheiten durch die Wahl der Bemessungswerte und der spezifischen Sicherheitsbeiwerte abgedeckt. Im Falle der Verstärkung eines bestehenden Tragwerks entfällt mindestens teilweise die Notwendigkeit für eine entsprechende Sicherheitsvorgabe. So können zum Beispiel über eine Rückrechnung am bestehenden Bauwerk sowohl das Berechnungsmodell als auch gewisse Bemessungswerte am bekannten Resultat (Zustand des Tragwerks) geeicht werden. Für diese Einflussgrößen (Vereinfachung Berechnungsmodell, Streuung der Bemessungsgrößen) sind daher keine oder nur noch reduzierte Sicherheitsvorgaben erforderlich.

Abdeckung von Unsicherheiten		
Vergleich : Bemessung Neubau Verstärkung Altbau		
Quelle der Unsicherheit	Bemessung Neubau	Bemessung Verstärkung
<ul style="list-style-type: none"> ◦ Baugrundmodell ◦ Einwirkungsmodell ◦ Widerstandsmodell ◦ Berechnungsmodell ◦ Bemessungswerte ◦ Rechenungenauigkeiten ◦ Ausführungstoleranzen ◦ Ausführungsungenauigkeit 	konservative Bemessungsmodelle konservative Bemessungswerte Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_R$	reduzierte Sicherheitsvorgaben durch Elimination von Unsicherheiten mittels: Auswertung Zustandsaufnahmen, Rückrechnungen

Figur 9.32

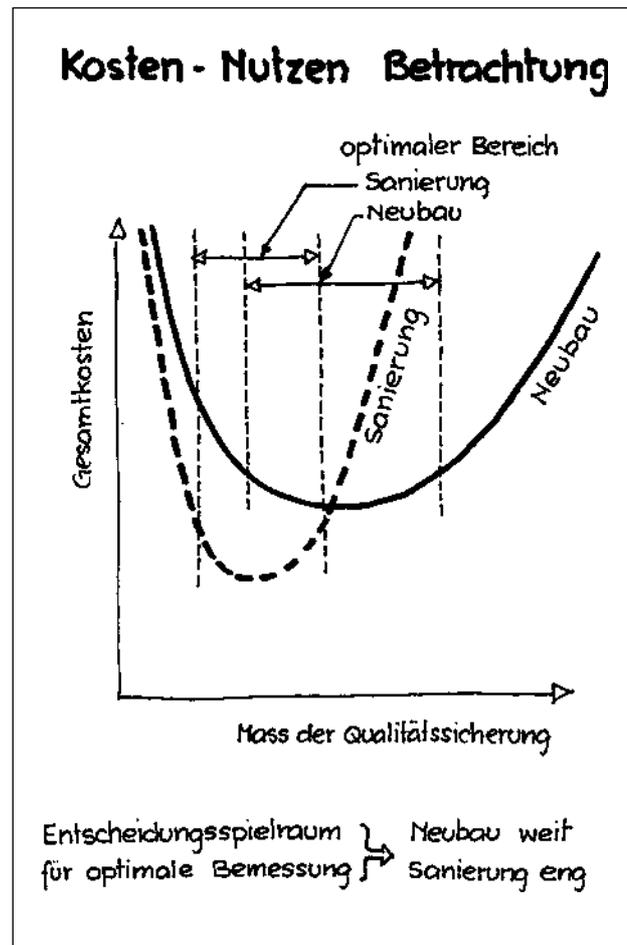
c) Die Tragwiderstandsreserve

Die Bemessung der Verstärkung bestehender Tragwerke im Vergleich zur Bemessung neuer Tragwerke unterscheidet sich in der Regel auch in der Vorgabe von Widerstandsreserven. Bei neuen Tragwerken verursacht im allgemeinen eine gewisse Verstärkung von Tragelementen resp. Erhöhung der Tragsicherheit nur bescheidene Mehrkosten. Es ist daher aus einer Kosten-Nutzen-Überlegung durchaus angebracht und wird in der Praxis, bewusst oder unbewusst, auch praktiziert, dass ein Teil des Tragwiderstandes als Reserve für nicht vorhersehbare Ereignisse resp. Risiken vorgehalten wird.

Bei bestehenden Bauwerken verursacht in vielen Fällen bereits eine bescheidene Verstärkung unverhältnismässig hohe Mehrkosten. Im Sinne einer Kostenoptimierung wird man daher mit dem Vorhalten von Reserven sehr zurückhaltend sein. Man wird in diesem Falle auch eher einer Bemessung nach der Beobachtungsmethode als einer Bemessung auf alle Risikofälle den Vorzug geben. Die richtige Wahl der Sicherheitsvorgabe wird aber auch hier, unter Berücksichtigung des Einflusses aller Bestimmungsgrössen, stets vom einzelnen Fall abhängen.

9.6.4 Empfehlungen zur Bemessung

Wenn ein Tragwerk ein ungenügendes Tragverhalten zeigt (Fall A) oder wenn ein solches unter einer Zusatzbeanspruchung vermutet werden muss (Fall B), so ist durch Verstärkungsmassnahmen die Tragfähigkeit des Tragwerks zu verbessern oder der Tragwiderstand zu erhöhen. Dass eine Qualitätsverbesserung auch mit anderen Mitteln (z.B. Nutzungsbeschränkung, usw.) erreicht werden kann, sei hier nur pro memoria erwähnt. Im Falle einer ungenügenden Foundation können zum Beispiel zur Verstärkung folgende Mittel in Frage kommen:



Figur 9.33

- Fundamentverbreiterung
- Fundamentunterfangung
- Mikropfähle
- Presspfähle
- Jetpfähle
- Baugrundinjektionen

Im Fall einer ungenügenden Geländebruchsicherheit oder zur Stabilisierung eines Kriechhanges wären zur Qualitätsverbesserung folgende Mittel zu nennen:

- Verankerungen
- Vernagelungen
- Schubverdübelungen
- Entwässerungen
- Stützbauwerke

Welches Mittel im Einzelfall auch immer gewählt wird, mit jedem ist eine bestimmte Verbesserung der Tragfähigkeit resp. Erhöhung des Tragwiderstandes des betrachteten Tragwerks zu erreichen. Zur Bemessung der Verstärkung genügt vielfach eine globale Betrachtungsweise. Eine ausreichende Qualität ist dabei in der Regel zu erreichen, wenn der vorhandene Tragwiderstand um ein bestimmtes Mass erhöht wird. Das Mass der Tragwiderstandserhöhung hängt im wesentlichen vom Bemessungsfall, vom Tragwerktyp und von den objektspezifischen technischen und wirtschaftlichen Kriterien ab.

Nachfolgend werden für die beiden Bemessungsfälle nach Kapitel 9.2 einfache Bemessungsregeln gegeben, wobei aber die entsprechenden Voraussetzungen und Einschränkungen stets sorgfältig zu beachten sind.

a) Bemessungsfall A

Tragwerk mit Mängeln und Schäden. Verstärkung aus mangelnder Qualität erforderlich
 Bemessungsgrundsatz: $\Delta R = r \cdot R_0$

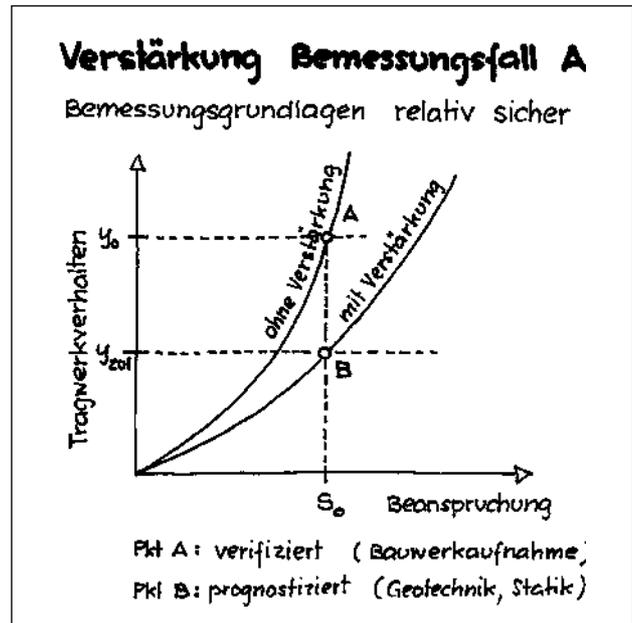
ΔR : globale Tragwiderstandserhöhung
 R_0 : vorhandener Tragwiderstand
 r : Mass der Widerstandserhöhung

Richtwerte für r

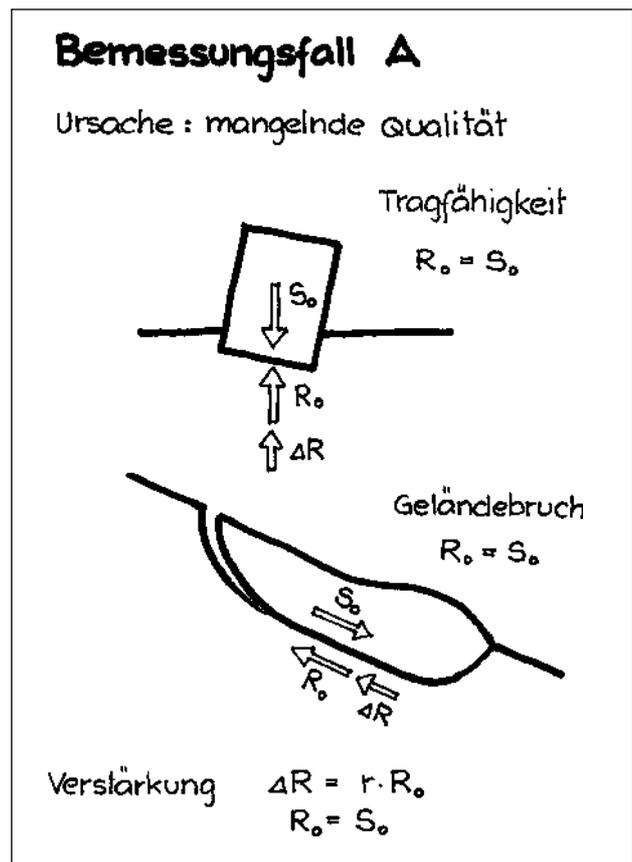
Bauwerktyp	r
Foundation	0.10–0.40
Erdbauwerk	0.05–0.25

Die Festsetzung des r -Wertes erfolgt unter Berücksichtigung der folgenden, objektspezifischen Kriterien:

- Schadenpotential des Objektes
- Grad der Schädigung
- Charakteristik des Schadensverlaufs
- Charakteristik der Beanspruchung
- Vorhersehbarkeit der Beanspruchung
- Vorhersehbarkeit des Tragwerkverhaltens
- Möglichkeit einer späteren Tragwerkverstärkung
- Zuverlässigkeit des Verstärkungssystems
- Alter des Objekts



Figur 9.34



Figur 9.35

und vorallem unter Abwägung von Kosten-Nutzen-Überlegungen (Kap. 9.5.3) und der Einsatzmöglichkeit der Beobachtungsmethode (Kap. 9.5.4).

b) Bemessungsfall B

Tragwerk ohne Mängel und Schäden. Verstärkung aus Nutzungsänderung erforderlich
 Bemessungsgrundsatz: $\Delta R = s \cdot \Delta S$

ΔR : globale Tragwiderstandserhöhung
 ΔS : aktualisierte Zusatzbeanspruchung
 S_0 : totale Beanspruchung
 s : Mass der Abdeckung der Zusatzbeanspruchung

Richtwerte für s

Zusatzbeanspruchung $\Delta S/S_0$	s
gering : $\Delta S/S_0 < 10\%$	0
mittel : $10\% < \Delta S/S_0 < 20\%$	0–0.5
gross : $\Delta S/S_0 > 20\%$	0.5–1.0

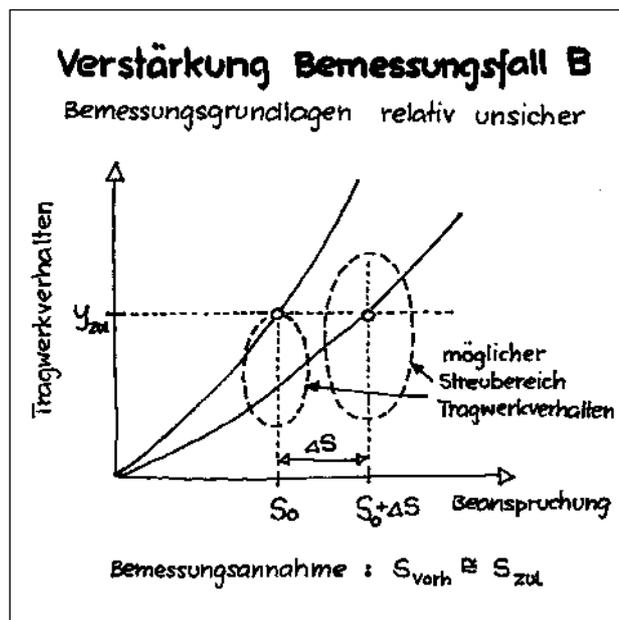
Für die Wahl des s -Wertes gelten die bereits für den Bemessungsfall A angegebenen Kriterien. Im Einzelfall kann der s -Wert durchaus von den angegebenen Richtwerten abweichen. Nach unten, im Falle von hochfestem Baugrund (z.B. Fels), nach oben, im Falle von strukturempfindlichem Baugrund (z.B. Seekreide). Auf die Schwierigkeiten der Bemessung der dem Problem angemessenen Verstärkung wurde bereits in den Kapiteln 9.2.2 und 9.3.2 hingewiesen.

c) Bemessungsfall C

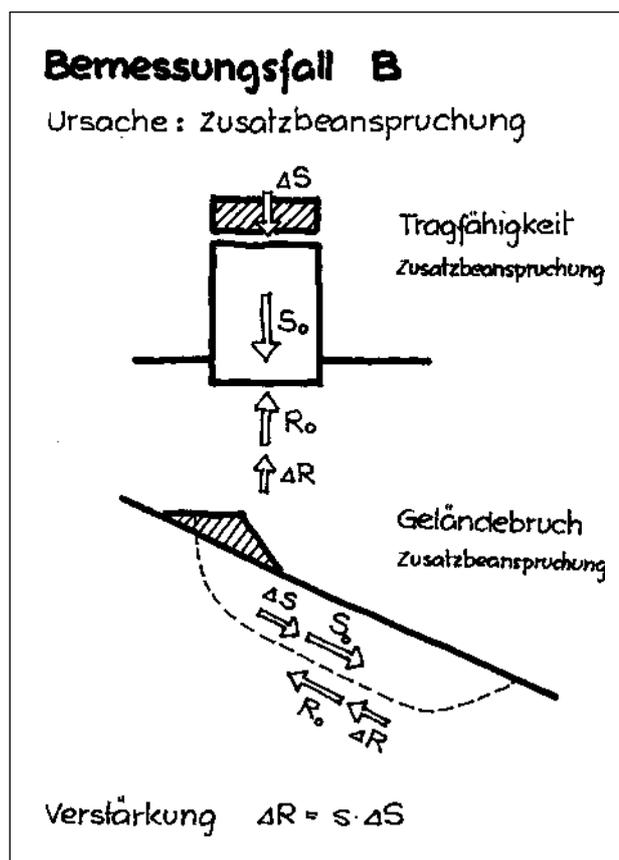
Kombination Bemessungsfall A und B. Tragwerk mit Mängeln und Schäden und Nutzungsänderung vorgesehen.

Bemessungsgrundsatz: $\Delta R = r \cdot R_0 + s \cdot \Delta S$

Die Bestimmung von r und s erfolgt nach den Angaben zum Bemessungsfall A und B.



Figur 9.36



Figur 9.37

d) Einschränkungen zu Bemessungsregel

Die Angaben zur Bemessung nach Fall A bis C gelten unter folgenden Voraussetzungen und Einschränkungen:

- Für Tragwerke vom Typ A (Mängel und Schäden) ist das Vorhandensein eines Grenzzustandes anzunehmen. Für Tragwerke vom Typ B (keine Mängel und Schäden) ist, ohne gegenteilige erhärtete Erkenntnis, nur noch eine geringe Tragfähigkeitsreserve für eine Zusatzbeanspruchung ΔS zu vermuten.
- Die Bestimmung des vorhandenen Widerstandes R_o ist mit aktualisierten Werten aus einer Rückrechnung zu ermitteln.
- Die Beanspruchung S_o und ΔS ist mit aktualisierten Werten auf der Grundlage der Norm SIA 160 zu bestimmen.
- Bodenmechanische Nachweise auf der Grundlage von verifizierten Bemessungswerten erfordern keine abweichende Bemessung der Verstärkung.
- Die Verträglichkeit von Tragwerk und Tragwerkverstärkung ist gewährleistet.
- Mit den Verstärkungsmassnahmen ist, unter Berücksichtigung der Anforderungen des konstruktiven Normenwerks, die erforderliche Tragwiderstandserhöhung zu erreichen.

9.7 Schlussbemerkung

Der Fall ist nicht selten, bei dem die grundbauliche Verstärkung aufgrund einer mehrheitlich qualitativen Beurteilung der Situation festgelegt werden muss. Zu denken ist dabei etwa an die Unterfangung eines Gebäudes oder an die Verstärkung einer ankergesicherten Felswand. Erdbaumechanische Überlegungen geben zwar wertvolle Anhaltspunkte, können aber niemals alleiniges Kriterium für die richtige Entscheidung sein. In diesem Fall wird die Entscheidung ebenso von empirischer Erfahrung, vergleichender Betrachtung und reiner Intuition des Ingenieurs getragen sein. Wichtig ist dabei, dass Risiken erkannt, das eingegangene Risiko begrenzt und der Risikofall messtechnisch überwacht (Beobachtungsmethode) werden. Im Zweifelsfall kann der Einsatz eines Expertenkollegiums zur Klärung der Sachlage und zur Begrenzung der Verantwortung zweckmässig sein.

Literatur zu Kapitel 9

- ASB:
Richtlinien für permanente Boden- und Felsanker
Bundesamt für Strassenbau, Bern, 1993
- Brandl, H.:
Konstruktive Hangsicherungen
Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 3. Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1992
- Ehl, G.:
Gezieltes Nachverpressen zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Verpressankern in bindigen Böden
Bautechnik Heft 8, 1986
- Franke, E.:
Pfähle
Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 3. Verlag Ernst und Sohn, 1992.
- Gudehus, G., Leinenkugel, H.J.:
Fließdruck und Fließbewegung in bindigen Böden. Neue Methoden
Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.
- Gudehus, G., Schwarz, W.:
Stabilisierung von Kriechhängen durch Pfahldübel
Vorträge der Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.
- Hilmer, K.:
Schaden im Gründungsbereich
Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1991
- Idel, K.H.:
Injektionsverfahren
Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 2. Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1991
- Jansen, E.:
Gründungsanierung mit hydraulischen Presspfählen
Bautechnik Heft 7, 1989
- GNK Keller GmbH:
Soilcrete, Jet Grouting
Technische Dokumentation GKN Keller GmbH Offenbach
- Neumann, W., Wiesiolek, B.:
Erfahrung mit Verpresspfählen beim U-Bahn Los D 76A in Berlin.
Bautechnik Heft 11, 1986
- Nitzsche, W.M., Wolff, W.:
Sanierung einer historischen Stützmauer mit Bodennägeln
Bauingenieur 64, 1989
- Ostermayer, H.:
Verpressanker
Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 2. Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1991
- Smolctcyk, U.:
Unterfangungen und Unterfahrungen
Grundbau Taschenbuch 4. Auflage Teil 2, Verlag Ernst und Sohn Berlin, 1991
- SpannStahl AG:
Pfahlgründung und Gewi-Pfahl
Technische Dokumentation SpannStahl AG, Hinwil
- Stocker, M.:
Nagelwände
Seminar Stützkonstruktionen der Techn. Akademie Wuppertal Nürnberg, 1983
- Vollenweider, U.:
N4 Flulingerhang. Hangsicherung mit Schubdübelpfahlwand
Mitteilungen SBGF, Heft 120, 1989
- Vollenweider, U.:
Die Beobachtungsmethode
Schweizer Ingenieur und Architekt Heft 21, 1994
- von Matt, U.:
Instandsetzung und Verstärkung einer Fels-sicherung
VIP-Broschüre 1994