

Kapitel 1

Betonbauteile – Grundlagen, Tragverhalten

1.1 Verbundbaustoff Stahlbeton

Betonbauwerke sind heute in vielfältigster Gestalt Elemente unseres täglichen Lebens. Zwar verfügten bereits römische Baumeister vor zwei Jahrtausenden über grundlegende Kenntnisse zur Herstellung von Beton, aber erst Mitte des 19. Jahrhunderts wurde durch das Einlegen von stählernen Bewehrungselementen der entscheidende Schritt hin zum Verbundbaustoff Stahlbeton moderner Prägung getan. Im Vergleich mit anderen Baustoffen kommt dem Konstruktionsbeton – ein Begriff, der sowohl Stahlbeton als auch Spannbeton umfasst – angesichts der vielen Vorteile eine dominierende Stellung im Bauwesen zu. Das Verständnis der Wirkungsweise des Verbundbaustoffs ist allerdings von zentraler Bedeutung für die Bemessung und Konstruktion von technisch und ästhetisch anspruchsvollen und zugleich ökonomischen Bauwerken.

1.1.1 Kennzeichnende Eigenschaften des Verbundbaustoffs

Der Baustoff Beton ist dank seiner hohen Druckfestigkeit, der in großen Mengen vorhandenen Ausgangsstoffe und der einfachen Herstellung in idealer Weise zur Konstruktion von druckbeanspruchten Bauteilen nahezu beliebiger Form geeignet. Die fundamentale Eigenschaft des Baustoffs, die letztlich in der Entwicklung von bewehrtem Beton mündete, ist allerdings seine geringe Zugfestigkeit. Die i. Allg. ein Zehntel der Druckfestigkeit nicht überschreitende Zugfestigkeit führt dazu, dass zug- bzw. auch biegebeanspruchte Bauteile ausschließlich aus Beton nur in wenigen Ausnahmefällen sinnvoll sind.

Bei bewehrten Bauteilen übernimmt der in den Beton eingebettete Stahl bei der Rissbildung die freiwerdende Betonzugkraft. Damit kann die hohe Betondruckfestigkeit gemeinsam mit der hohen Zugfestigkeit des Stahls wirtschaftlich genutzt werden. Bewehrter Beton, also Stahlbeton und Spannbeton, ist damit ein klassischer Verbundbaustoff. Die *Verbundwirkung* zwischen Beton und eingebetteter Bewehrung, die u. a. durch die dem Stahl aufgeprägten Rippen erreicht wird, erzwingt, dass sich Beton und Stahl bei Beanspruchung annähernd gleich verformen und ermöglicht so das statische Zusammenwirken. Die hohe Widerstandsfähigkeit bewehrten Betons gegenüber Umwelteinflüssen macht bewehrten Beton zu einem preiswerten und zugleich robusten Baustoff. Bei sachgerechter Ausführung ist der eingebettete Stahl durch die hohe Alkalität des Zementsteins zudem dauerhaft vor Korrosion geschützt.

Neben der geringen Zugfestigkeit des Betons haben zwei Eigenschaften Konstruktion und Formgebung von bewehrten Betonbauteilen wesentlich geprägt und zu typischen Bauformen geführt:

- die nahezu uneingeschränkte Formbarkeit und
- die monolithische Verbindung einzelner Bauteile.

Die Anpassung des Frischbetons an nahezu beliebige Schalungsformen ermöglicht die Optimierung von Form oder Querschnittsabmessungen nach dem Verlauf der Schnittgrößen (Abb. 1.1); die eingebettete Bewehrung kann nach dem inneren Kraftfluss orientiert werden. Durch die auch für abschnittsweise hergestellte Bauteile zu erzielende monolithische Verbindung können zum einen Bauteile hergestellt werden, die mehrere Funktionen und Tragwirkungen in sich vereinen und zum anderen durch vielfache statische Unbestimmtheit hohe Tragreserven aufweisen.

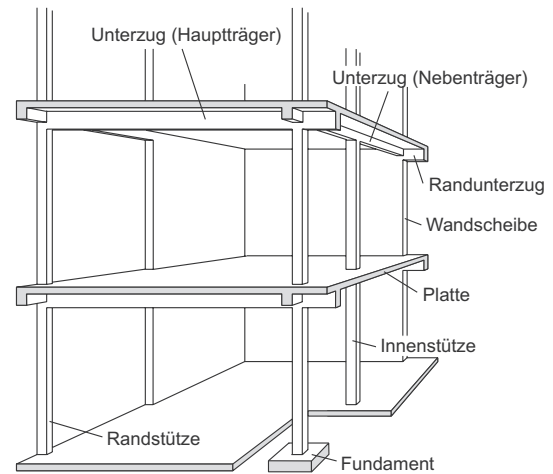


Abbildung 1.1 Stahlbetondecke, Entwurf *Pier Luigi Nervi* (1953) – die Form folgt der Richtung der Hauptmomente (aus Nervi u. a. 1957)

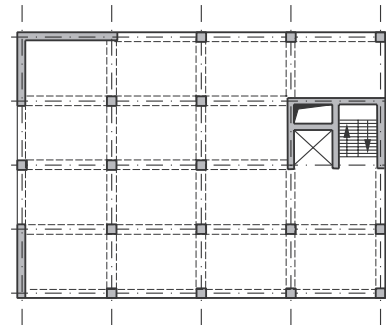
Die aufgezählten Eigenschaften bringen allerdings auch einige Nachteile mit sich: Bei Tragwerken aus Beton stellt das Eigengewicht im Vergleich zu Stahltragwerken einen wesentlich größeren Anteil an der gesamten Belastung dar. Zudem weisen Betonbauten durch die monolithische Verbindung einzelner Bauglieder nur eingeschränkte Variabilität auf; Umnutzungen oder Umbauten sind unter Umständen mit größeren Eingriffen in das Tragwerk verbunden.

1.1.2 Tragwerke und Tragelemente des Betonbaus

Aus Stahl- und Spannbeton können die vielfältigsten Bauwerke – Geschossbauten, weitgespannte Hallen, Brücken, etc. – errichtet werden. Für die Berechnung müssen die Bauwerke allerdings auf das lastabtragende Grundgerüst, das *Tragwerk* reduziert werden (Abb. 1.2). Eine Betrachtung des gesamten Tragwerks als i. Allg. räumliche Struktur repräsentiert zwar am ehesten das wirkliche Tragverhalten, ist aber mit äußerst hohem Aufwand verbunden und daher nur in wenigen Fällen vertretbar. Im Allgemeinen wird das Tragwerk in einzelne *Tragelemente* untergliedert, denen Randbedingungen – z. B. Lagerungsbedingungen – zugewiesen werden, die ihr Zusammenwirken mit dem übrigen Tragwerk abbilden sollen. Die Konzentration des Bauwerks auf das Tragwerk bzw. einzelne, miteinander durch Rand- oder Übergangsbedingungen verknüpfte Tragelemente bzw. die Überführung in ein sta-



a Isometrie



b Grundriss

Abbildung 1.2a,b Tragwerk und Tragelemente – Stahlbetonskelett eines Geschossbaus

tisches System wird unter dem Begriff *Modellbildung* zusammengefasst.

Tragelemente werden neben ihrer Geometrie primär durch die Art der Lastabtragung in Stab- und Flächentragwerke bzw. Stützen, Balken oder Bogen und Scheiben, Platten oder Schalen unterschieden. Eindimensionale, d. h. linienförmige Elemente sind *Stäbe*, deren Querschnittsabmessungen b und h gegenüber ihrer Länge ℓ klein sind; allgemein gilt als Abgrenzung $\ell \geq 2b$ bzw. $\ell \geq 2h$ (Abb. 1.3a). *Stützen* sind überwiegend in ihrer Achse belastete Stäbe, während *Balken* als dominierende Elemente des Stahlbetonbaus vorwiegend senkrecht zu ihrer Achse, d. h. durch Biegung beansprucht werden. Einige typische Stabquerschnitte sind in Abb. 1.4 dargestellt. Durch die monolithische Verbindung können Stäbe zu *Rahmen* zusammengefügt werden. Gekrümmte Stäbe – *Bögen* – ermöglichen eine für Beton günstige Abtragung vertikaler Lasten durch Normaldruckkräfte bei Verminderung der Biegemomente gegenüber einem Balken gleicher Spannweite. Im Idealfall wird für eine definierte Belastung

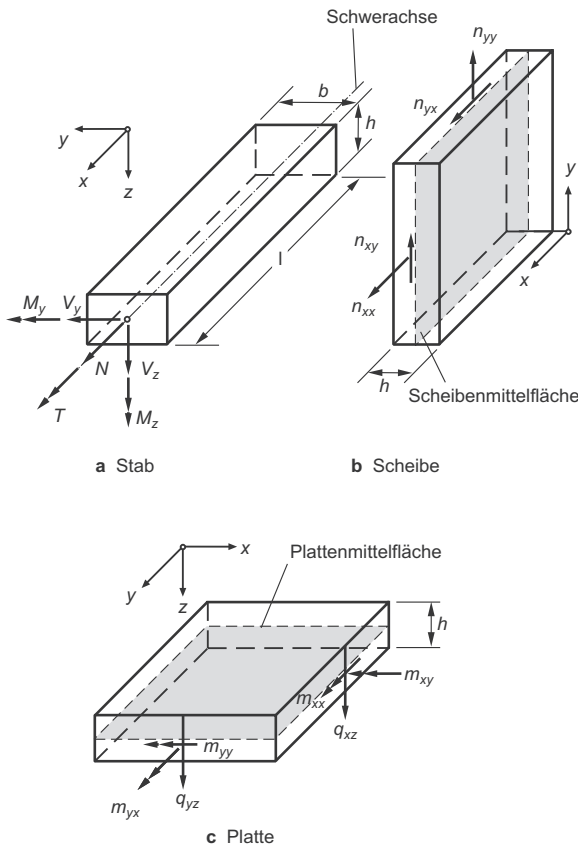


Abbildung 1.3a–c Traglelemente – Stab, Flächentragwerke

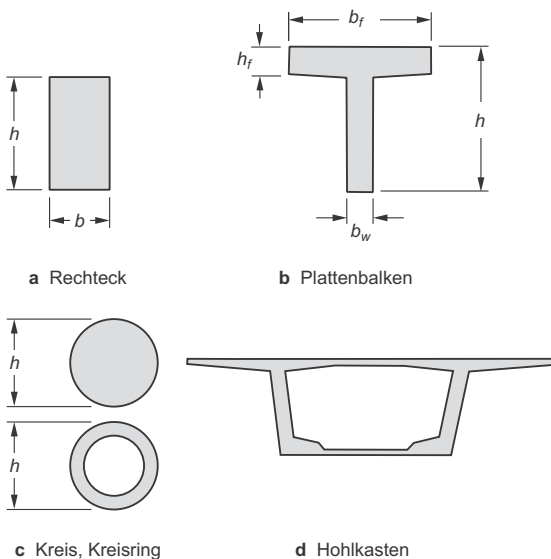


Abbildung 1.4a–d Typische Stabquerschnitte des Massivbaus

mit der Form einer Stützlinie die ausschließliche Beanspruchung des Bogens durch Druckkräfte erreicht. Bögen werden u. a. für weitgespannte Tragwerke wie



Abbildung 1.5 Maintalbrücke Veitshöchheim, DB-Hochgeschwindigkeitsstrecke Würzburg-Fulda; Stahlbeton-Stabbogen, Spannbetonhohlkasten (Der im Taktschieben hergestellte Hohlkasten wird im Bild gerade über den Bogen geschoben; der an der rechten Bogenhälfte angehängte Ballast dient zum Ausgleich der für Bogen ungünstigen exzentrischen Belastung.) (vgl. Naumann u. a. 1988)

Talbrücken mit aufgeständerter oder abgehängter Fahrbahn oder für Dachtragwerke bei Hallen eingesetzt (Abb. 1.5).

Flächentragwerke sind zweidimensionale Traglelemente, deren Bauhöhen h im Vergleich zu den übrigen Abmessungen klein sind. Ebene Flächentragwerke werden abhängig von der dominierenden Tragwirkung in *Scheiben* und *Platten* unterschieden. Während Scheiben primär parallel zur Mittelfläche beansprucht werden, erfolgt die Belastung von Platten vorwiegend senkrecht dazu (Abb. 1.3b,c). Durch die Schub- und biegesteife Verbindung ebener Flächentragwerke entstehen steife *Faltwerke*, deren Elemente sowohl Scheiben- als auch Plattenschnittgrößen abtragen. Im Stahlbetonbau werden Faltwerke angesichts der einfach zu realisierenden monolithischen Verbindungen häufig verwendet (Abb. 1.6). Der aus Druckplatte und Stegscheibe zusammengesetzte *Plattenbalken* ist zwar ein klassisches Faltwerk, für die Ermittlung der Schnittgrößen und Beanspruchungen wird er angesichts $b, h \ll \ell$ i. Allg. mit ausreichender Genauigkeit als Stab betrachtet. Ähnliches gilt für Hohlkastenträger.

Schalen als Flächentragwerke mit gekrümmten Mittelflächen werden abhängig von Form und Belastung i. Allg. durch Schnittkräfte parallel und senkrecht zur Mittelfläche beansprucht. Ähnlich dem Bogen ist für Schalen eine Abtragung äußerer Lasten über Beanspruchungen in Schalenebene – so genannte Membranspannungen – durch die Formgebung anzustreben; zur Aufnahme von Biegemomenten sind

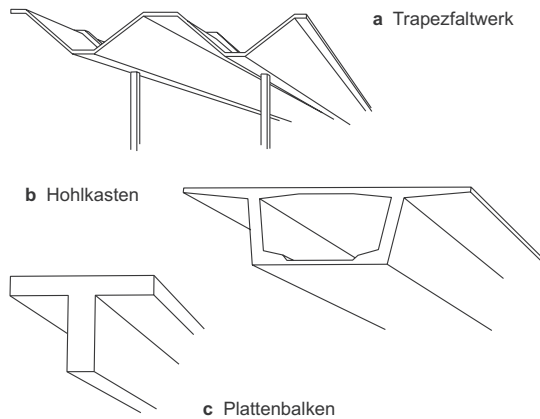


Abbildung 1.6a–c Faltwerke

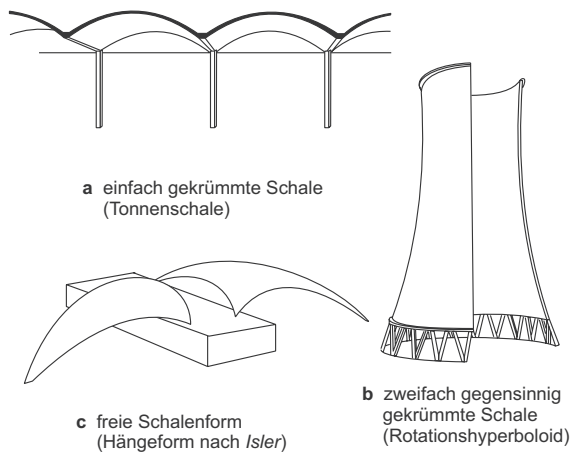


Abbildung 1.7a–c Schalen

Schalen angesichts ihrer geringen Dicke wenig geeignet. Da für Beton insbesondere Druckspannungen günstig sind, werden in Schalen auftretende Zugbeanspruchungen häufig durch Vorspannung kompensiert. Zu den mathematisch beschreibbaren Schalenformen zählen einfach gekrümmte Flächen (Zylinderschalen) und zweifach-einsinnig bzw. *sinklastisch* (Kugelschalen) oder -gegensinnig bzw. *antiklastisch* (Sattelflächen, Hyperbolische Paraboloid) gekrümmte Flächen (Abb. 1.7a,b). Die Optimierung der Schalenform zur Abtragung definierter Lasten ausschließlich über Membranspannungen erfolgte in der Vergangenheit u. a. durch experimentelle Methoden, etwa nach den von *Heinz Isler* entwickelten Verfahren der pneumatischen Formen oder der Hängeformen (Abb. 1.7c) (vgl. Ramm u. Schunck 1986). Heute werden numerische Methoden der Formfindung über Optimierungsalgorithmen verwendet (Bletzing u. Ziegler 2000). Die Beanspruchung von Schalen vorwiegend durch Membranspannungen führt zu

Tragwerken mit äußerst dünnen Schalenstärken von wenigen Zentimetern.

1.2 Verhalten eines Einfeldbalkens – Versuchsbeobachtungen

Der vorwiegend senkrecht zur Stabachse belastete Balken ist eines der fundamentalen Tragelemente des Stahlbetonbaus. Anhand eines Versuchs an einem Einfeldbalken nach Abb. 1.8 werden die Grundprinzipien des Tragverhaltens und der daraus abgeleiteten Regeln zur Bemessung und Konstruktion exemplarisch vorgestellt. Der mit zwei Einzellasten F in den Drittelpunkten belastete Einfeldbalken ist – der heute üblichen Konstruktionspraxis folgend – mit einer Biegezugbewehrung A_{s1} und zusätzlich zwischen Lasteinleitungspunkten und Auflagern mit vertikalen, im Abstand s_w angeordneten geschlossenen Bügeln der Querschnittsfläche A_w (Summe beider Schenkel) zur Aufnahme der Querkraftbeanspruchungen bewehrt. Das Eigengewicht des Balkens soll vernachlässigt werden.

1.2.1 Trag- und Verformungsverhalten

1.2.1.1 Zustand I – ungerissener Balken

Solange die aus den Lasten hervorgerufenen Zugspannungen am unteren Bauteilrand die Betonzugfestigkeit nicht erreichen, verhält sich der Stahlbetonbalken wie ein Bauteil aus homogenem Material. In dem als *Zustand I* bezeichneten ungerissenen Zustand werden die Lasten durch Längs- und Schubspannungen σ_x , τ_{xz} und τ_{zx} abgetragen, denen an den Einleitungspunkten konzentrierter Kräfte – Lasteinleitungs- und Auflagerpunkten – zusätzliche lokale Spannungen σ_z überlagert werden. Die in Abb. 1.8c wiedergegebene lineare Verteilung der Dehnungen und Spannungen über die Querschnittshöhe folgt der elementaren Balkenbiegetheorie; die *Dehnungsnulllinie* fällt mit der Schwerachse des Verbundquerschnitts zusammen.

Deutlich anschaulicher kann die sich tatsächlich einstellende Tragwirkung allerdings durch ein System von Hauptzug- und Hauptdruckspannungen beschrieben werden. In Abb. 1.8c sind die *Hauptspannungstrajektorien*, die in jedem Punkt die Richtung der zueinander senkrecht gerichteten Hauptspannungen angeben, dargestellt. Im Bereich konstanter Biegemomente verlaufen die Zug- und Drucktrajektorien annähernd parallel zu den Bauteilrändern; in der Nähe des Aufla-

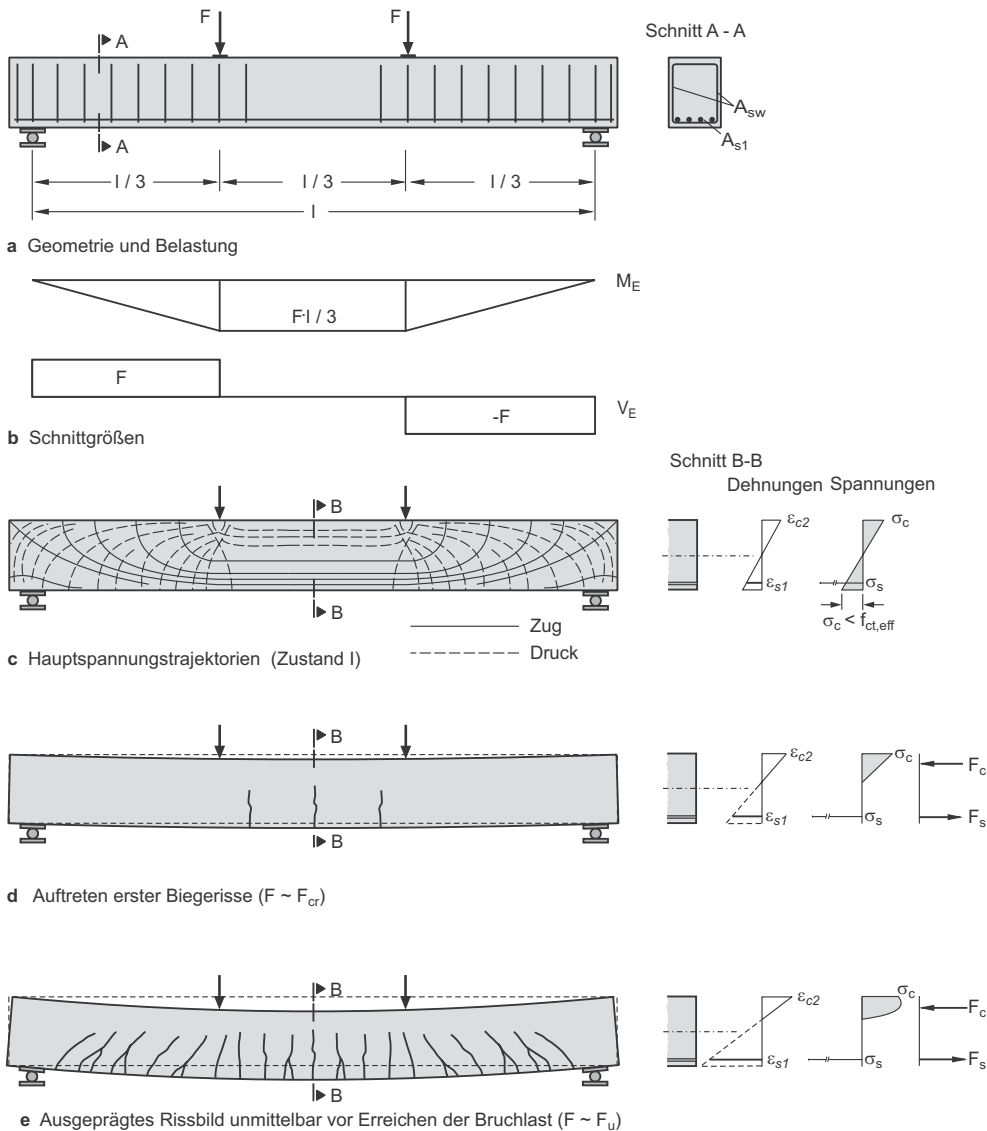


Abbildung 1.8a–e Einfeldbalken im Versuch

gers sind die Trajektorien um etwa 45° gegen die Bauteilachse geneigt. Die Durchbiegung des Balkens in Feldmitte ist in Abhängigkeit der aufgetragenen Last F in Abb. 1.9 wiedergegeben. Im ungerissenen Zustand ($F < F_{cr}$) verläuft die F - w -Beziehung annähernd linear.

1.2.1.2 Übergang zum Zustand II – gerissene Betonzugzone

Bei Erhöhung der Last wird zunächst im Bereich $M = \text{const.}$ am unteren Bauteilrand die Betonzugfestigkeit erreicht; erste *Biegerisse* treten also im Bereich

zwischen den Lastenleitungspunkten auf und dringen senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannungen in den Querschnitt vor. Der gerissene Querschnitt befindet sich im *Zustand II*. Das aus den Einzellasten entstehende Biegemoment wird im gerissenen Querschnitt durch ein inneres Kräftepaar aus der Stahlzugkraft und der Resultierenden der Betondruckspannungen aufgenommen. Die Dehnungsnulllinie und damit der Hebelarm zwischen den inneren Kräften stellt sich so ein, dass zwischen innerem und äußerem Moment Gleichgewicht herrscht. Als Folge der gegenüber der Betonzugzone geringeren Dehnsteifigkeit der Bewehrung rückt die Dehnungsnulllinie näher an den gedrückten Rand; die Risspitze reicht fast bis an die Dehnungs-

nulllinie heran. Die Dehnungsverteilung im gerissenen Querschnitt kann weiterhin als linear angenommen werden; gleiches gilt bei geringen Lasten in guter Näherung für die Verteilung der Betondruckspannungen in der *Druckzone*. Mit dem Auftreten erster Risse nimmt die Durchbiegung gegenüber dem Zustand I überproportional zu (Abb. 1.9).

Wird die Belastung weiter erhöht, treten auch Risse in den Bereichen zwischen den Auflagern und den Lasteinleitungspunkten auf. Allerdings verlaufen die so genannten *Biegeschubrisse* im Unterschied zu *Biegerissen* gegenüber der Stabachse geneigt, ungefähr senkrecht zu den Hauptzugspannungstrajektorien, d. h. annähernd parallel zur Richtung der Hauptdruckspannungen (Abb. 1.8e). Während für den betrachteten Querschnitt in Feldmitte die Dehnungen weiterhin als linear verteilt angenommen werden können, wird die Verteilung der Betonspannungen in der Druckzone mit weiterer Belastung völliger. Bei höheren Druckstauchungen treten zunehmend plastische Verformungen des Betons auf; die Druckspannungen nehmen damit nicht mehr linear mit den Dehnungen zu.

Abhängig von der Funktion, die der Balken in einem realen Tragwerk erfüllen müsste – etwa als Träger einer Deckenkonstruktion – wären ab einer bestimmten Höhe der Belastung die auftretenden Verformungen bzw. die als *Rissbreiten* bezeichneten, sichtbaren Öffnungen der Risse für die Nutzer des Gebäudes aus ästhetischen oder funktionalen Gründen nicht mehr tolerierbar. Die Grenze der Gebrauchstauglichkeit des Balkens wäre damit erreicht; die auf Gebrauchslastniveau möglichen bzw. zulässigen Beanspruchungen liegen daher i. Allg. deutlich unter der Tragfähigkeit des Bauteils.

Bei hoher Belastung ist mit Ausnahme der Bereiche unmittelbar an den Auflagern der Träger auf gesamter Länge gerissen. Wenn sich keine neuen Risse mehr bilden, ist das *abgeschlossene Rissbild* erreicht. Die Last-Durchbiegungs-Beziehung steigt in diesem Fall wieder annähernd linear an.

1.2.1.3 Versagen

Bei weiterer Lasterhöhung erreicht die Biegezugbewehrung in einem Rissquerschnitt im Bereich $M = \text{const.}$ die Streckgrenze. Eine darüber hinausgehende Lasterhöhung ist bei fließender Bewehrung nur noch in geringem Umfang durch die Stahlverfestigung und die Vergrößerung der Hebelarme zwischen Stahlzugkraft und resultierender Betondruckkraft bei weiterer Einschnürung der Druckzone möglich, geht aber einher mit großen Verformungen und stark anwachsenden

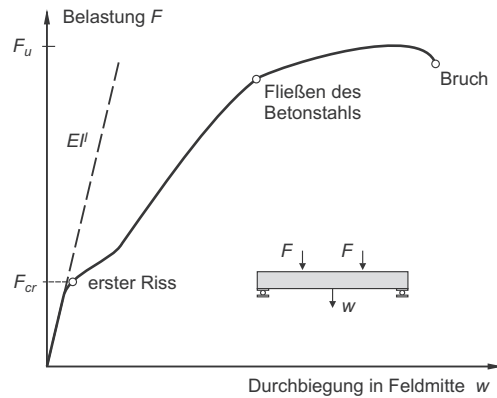


Abbildung 1.9 Last-Verformungs-Beziehung

Rissbreiten. Mit weiterer Einschnürung weist die Betondruckzone zunehmend Gefügauflockerungen auf. Bei Erreichen der Maximallast ist die Tragfähigkeit der Druckzone erschöpft. Teile einer keilförmigen Bruchzone können abgesprengt werden und führen beim betrachteten Versuchsbalken zu einem vollständigen Kollaps. Je nach Konstruktion und Belastung sind andere Versagensformen möglich.

1.2.1.4 Rissbildung und Verbund zwischen Bewehrung und Beton

Das Rissbild, insbesondere der Abstand benachbarter Risse, weist für alle Laststufen starke Unregelmäßigkeiten auf, da es vor allem mit der entlang des Bauteils streuenden Zugfestigkeit verknüpft ist. Eine exakte Vorhersage der Risslagen und des Rissverlaufs ist daher i. Allg. nicht möglich, allerdings lassen sich Gesetzmäßigkeiten ableiten. Bereits angesprochen wurde, dass der Rissverlauf annähernd den Druckspannungstrajektorien folgt. Darüber hinaus schwankt der Rissabstand des abgeschlossenen Rissbildes nur in engen Grenzen. Die am unteren Querschnittsrand durch die Wirkung der dort eingelegten Bewehrung verteilten Risse laufen zudem in Richtung des Druckrandes aufeinander zu und vereinigen sich zu Sammelrissen. In den Rissquerschnitten muss die Bewehrung die gesamte Biegezugkraft aufnehmen; zwischen den gerissenen Querschnitten verbleiben allerdings weiterhin ungerissene Bereiche der Betonzugzone. Durch die Verbundwirkung der Bewehrung wird zwischen den Rissen ein Teil der Zugkraft wieder auf den Beton übertragen, die Betonstahldehnungen sind daher selbst im mittleren Drittel des Balkens nicht konstant, sondern nehmen zwischen den Rissen ab (Abb. 1.10).

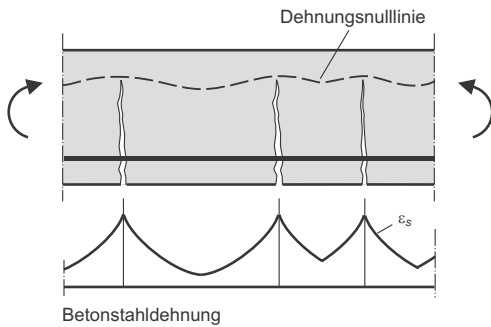


Abbildung 1.10 Verlauf der Betonstahldehnungen zwischen den Rissen im Bereich $M = \text{const.}$

1.2.2 Versagensformen

Stahlbetonbalken können je nach Geometrie, Bewehrungsmenge und Beanspruchung verschiedene Versagensmechanismen aufweisen; das anhand des Versuchsbalkens nach Abb. 1.8 beschriebene Versagensbild ist nur eines der möglichen. Eine Einordnung der Versagensformen erfolgt zweckmäßig nach den versagensauslösenden Beanspruchungen in:

- Biegeversagen und
- Querkraftversagen (Schubversagen).

Das Bauteilversagen ist dabei stets ein lokales Phänomen; die Versagensmechanismen laufen in einem eng begrenzten Bereich ab, während das übrige Bauteil weitgehend intakt bleibt. Zudem sind die Versagensabläufe immer mit einer Überschreitung der Tragfähigkeit von Bewehrungsstahl oder Beton verknüpft. Ein Nachweis der Tragfähigkeit muss daher zwingend auf dem Konzept der *Fehlstelle* aufbauen: Das Versagen tritt stets an einer Fehlstelle des Bauteils ein, in der die Baustoffeigenschaften aufgrund der stochastischen Streuung äußerst ungünstige Werte annehmen.

Biegeversagen

- **Primäres Biegedruckversagen**
Der Beton der Druckzone wird zerstört, bevor die Biegezugbewehrung fließt, d. h. bevor durch große Verformungen oder breite Risse ein Versagen angekündigt wird (→ Betonversagen, Abb. 1.11b).
- **Sekundäres Biegedruckversagen**
Der sekundäre Biegedruckbruch entspricht dem anhand des Versuchsbalkens geschilderten Versagensmechanismus; nachdem die Bewehrung die Streckgrenzdehnung überschritten hat, wird durch große Verformungen die Druckzone stark eingeschnürt und schließlich zerstört (→ Betonversagen, Abb. 1.11b).

• Biegezugversagen

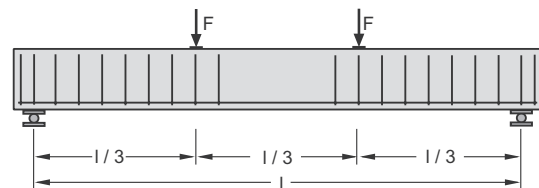
Die Betonstahlbewehrung reißt nach großen plastischen Verformungen, bevor der druckbeanspruchte Beton versagt. Eine Sonderform des Biegezugversagens kann bei sehr gering bewehrten Bauteilen auftreten, wenn die Bewehrung nicht in der Lage ist, die im Riss freiwerdende Betonzugkraft aufzunehmen. Da das Bauteil bei Auftreten des ersten Risses ohne Vorankündigung kollabiert, ist dieser Mechanismus in jedem Fall durch die Anordnung einer ausreichenden Menge an Betonstahlbewehrung, der *Mindestbewehrung* zu vermeiden (→ Stahlversagen, Abb. 1.11c).

Querkraftversagen

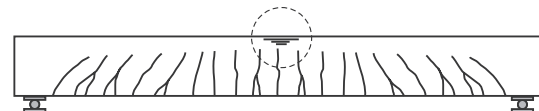
Im querkraftbeanspruchten Bereich können weitere Versagensmechanismen auftreten, die hier nur angesprochen und in Kap. 7 näher erläutert werden:

• Biegeschubversagen

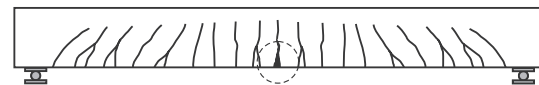
Bei schwach bügelbewehrten Balken oder Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird durch das Vor-



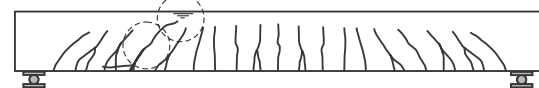
a Geometrie und Belastung



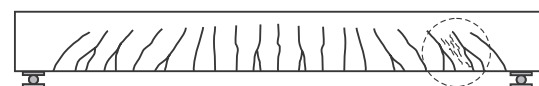
b Biegedruckversagen



c Biegezugversagen



d Biegeschubversagen, Zugbruch der Bügel



e Stegdruckversagen

Abbildung 1.11a–e Mögliche Versagensformen des Einfeldbalkens

dringen eines kritischen Schubrisses und die damit einhergehende starke Einschnürung der Druckzone die Biege- und Querkrafttragfähigkeit so stark vermindert, dass ein schlagartiges Versagen der Druckzone eintritt (\rightarrow Betonversagen, Abb. 1.11d).

- **Zugversagen der Bügelbewehrung**
Nach dem Fließen der Bügelbewehrung weiten sich die Schubrisse stark auf; der Balken versagt – sofern nicht vorher die Biegeschubtragfähigkeit der Druckzone erreicht wird (Biegeschubversagen) – letztlich durch einen Zugbruch der Bügel (\rightarrow Stahlversagen, Abb. 1.11d).
- **Stegdruckversagen**
Bei Balken mit sehr starker Bügelbewehrung kann der Beton im Bereich des Steges zerstört werden. Allerdings tritt dieser Versagensmechanismus eher bei stark profilierten Bauteilen, z. B. Plattenbalken mit dünnen Stegen, auf (\rightarrow Betonversagen, Abb. 1.11e).

Neben den vorgestellten Mechanismen können weitere, sekundäre Versagensformen, z. B. ein Verankerungsversagen der Biegezugbewehrung, auftreten.

1.2.3 Prinzip der Vorspannung

Wie am Beispiel des Einfeldbalkens beschrieben, ist die im Vergleich zur Druckfestigkeit geringe Zugfestigkeit von Beton dafür verantwortlich, dass bereits bei geringer Belastung Risse auftreten, die die Steifigkeit deutlich vermindern und damit größere Verformungen nach sich ziehen. Bereits gegen Ende des 19. Jahrhunderts wurde daher der Gedanke verfolgt, in der Zugzone der Betonbauteile durch Vorspannen Druckspannungen zu erzeugen, die den Zugspannungen aus äußeren Lasten entgegenwirken. Durch die Lastspannungen muss zunächst der Druck abgebaut werden, bis schließlich Zug auftreten kann.

Um das der Vorspannung zugrunde liegende Prinzip zu erläutern, sei wieder der aus Abb. 1.8 bekannte Stahlbetonbalken betrachtet. In ein einbetoniertes Leerrohr wird nach dem Erhärten des Betons ein Spannstahlstab eingeführt, der an beiden Enden mit Ankerplatte, Gewinde und Mutter versehen ist (Abb. 1.12a). Wird der Stab mit Hilfe der Muttern gegen den Beton gespannt, wird über die Ankerplatten eine exzentrische Vorspannkraft P (engl. *Prestressing force*) ähnlich einer äußeren Last auf den Beton übertragen, die neben einer Normalkraft $N_p = -P$ ein entlang des Balkens konstantes Biegemoment $M_p = -P \cdot z_p$ erzeugt. In jedem Querschnitt des Balkens steht die Zugkraft des Spannstahlstabes mit der Betondruckkraft im Gleichgewicht. Durch Vorspannen wird

daher in statisch bestimmt gelagerten Bauteilen ein reiner Eigenspannungszustand hervorgerufen; es entstehen keine Auflagerreaktionen. Die Vorspannung allein ruft am unteren Querschnittsrand Druckspannungen hervor, am oberen Rand gleichzeitig geringe Zugspannungen, wenn der Stahlstab mit $z_p > h/6$ außerhalb des Kernquerschnitts liegt. Durch das Vorspannen entsteht neben einer Verkürzung eine Verkrümmung des Balkens (Abb. 1.12b).

Wirken neben der Vorspannung das Eigengewicht und die beiden Einzellasten F , überlagern sich die Biegespannungen dem aus Vorspannung erzeugten Spannungszustand. Die Druckspannungen am unteren und die Zugspannungen am oberen Querschnittsrand werden reduziert. Die hohe Druckfestigkeit des Betons wird damit ökonomischer ausgenutzt. Wenn sich am Zugrand die Spannungen aus Vorspannung und Lasten gerade aufheben, beginnt die *Dekompression* des Querschnitts (Abb. 1.12c). Wird bei weiterer Laststeigerung die Betonzugfestigkeit am unteren Rand erreicht, treten wie bei einem Stahlbetonquerschnitt Risse auf. Bei ausreichend hoher Last beginnen die Betonstahlbewehrung und auch der zusätzlich eingelegte Spannstahlstab zu fließen. Im bruchnahen Lastbereich wird sich damit das Tragverhalten eines Spannbetonbalkens nicht wesentlich von dem eines Stahlbetonbalkens unterscheiden; die Versagensmechanismen des vorgespannten Balkens sind mit denen des nicht vorgespannten identisch. Für den Versagenszustand ist im Spannstahl – im Unterschied zum Betonstahl – allerdings ein Teil der gesamten Dehnung als Vordehnung bereits vorweggenommen.

Im Vergleich mit einem Stahlbetonbalken verbleibt der Spannbetonbalken über einen deutlich größeren Lastbereich ungerissen; die auftretenden Biegeverformungen werden damit stark vermindert (Abb. 1.13). Durch Schwinden und Kriechen des Betons tritt nach dem Vorspannen zusätzlich zur rein elastischen Verformung eine allmählich auftretende Verkürzung der Betonfaser in Höhe des Spannglieds ein, die damit zu einer zeitabhängigen Verminderung der Vordehnung führt. Durch die so entstehenden Spannkraftverluste wird ein umso größerer Anteil der ursprünglichen Vorspannung abgebaut, je geringer die Spannstahldehnung zum Zeitpunkt $t = 0$ war. Daher werden für die Vorspannung nur hochfeste Stähle verwendet, die entsprechend hoch vorgespannt werden können. Konventioneller Betonstahl ist für das Vorspannen nicht geeignet.

Die fundamentalen Vorteile von Spannbetonbauteilen sind:

- Spannbetonbauteile weisen bei gleichem Querschnitt gegenüber Stahlbetonbauteilen wesentlich

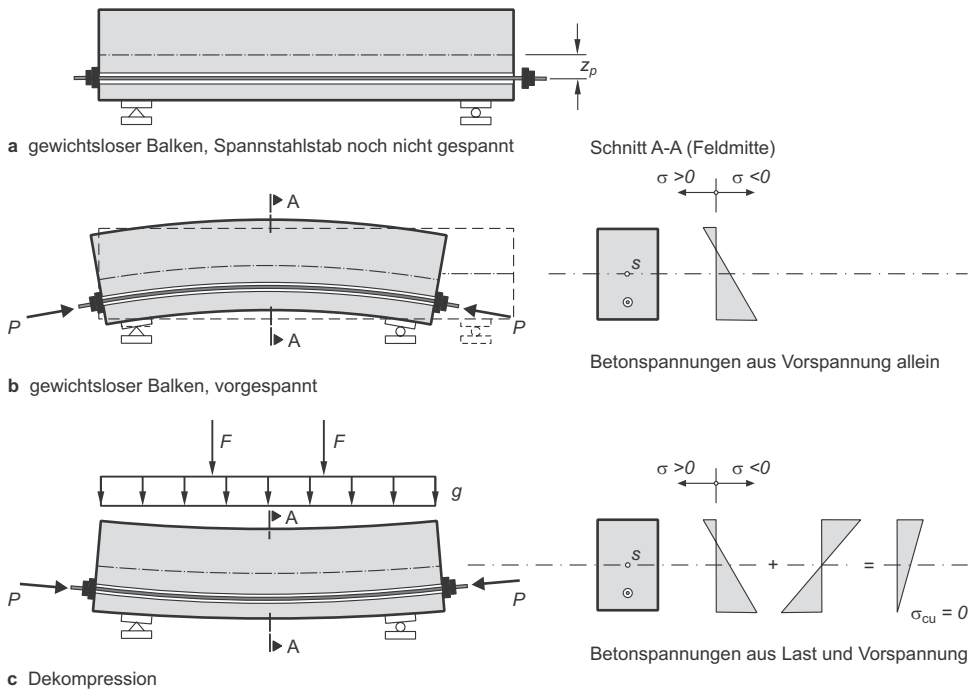


Abbildung 1.12a–c Vorspannung eines Einfeldbalkens

geringere Verformungen auf; bei vorgegebenen Verformungsgrenzwerten können Spannbetonbauteile daher deutlich schlanker ausgeführt werden; gleichzeitig wird das Eigengewicht reduziert. Die Vorspannung erschließt damit für Betonbauteile den Bereich großer Spannweiten.

- Durch Vorspannung kann die Rissbildung stark reduziert oder ggf. ganz vermieden werden. Zudem werden Risse, die durch eine selten auftretende Last hervorgerufen werden, wieder überdrückt. Die Dau-

erhaftigkeit des Bauteils kann dadurch verbessert werden.

- Die durch zyklische Belastungen – z. B. Verkehr auf Brücken – erzeugten Spannungswechsel der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung sind bei ungerissenen im Vergleich zu gerissenen Bauteilen deutlich reduziert. Das Risiko eines durch Materialermüdung ausgelösten Versagens wird damit wesentlich vermindert.

Während für übliche Nutzungsbedingungen eine Einschränkung der Rissbildung erwünscht ist, sollte für den Traglastbereich ein bevorstehender Kollaps des Bauteils durch deutlich sichtbare Risse und große Verformungen ablesbar sein. Die Höhe der erforderlichen Vorspannkraft sollte sich daher im Regelfall an den Gebrauchsbedingungen orientieren. Die zur Sicherstellung der geforderten Tragfähigkeit ggf. fehlende Bewehrungsmenge ist wirtschaftlicher durch Betonstahl zu ergänzen.

Für die Festlegung der Vorspannkraft bzw. der Spannstahlmenge ist daher von zentraler Bedeutung, unter welcher Belastung die Grenze zur Dekompression erreicht wird. Für die Dimensionierung der Vorspannung ist dem entsprechend die Ermittlung der rechnerischen Randspannung erforderlich, die sich aus einer Differenz gleich großer Zahlen – der Zugspannung aus Belastung und der Druckspannung aus Vorspannung – ergibt. Differenzen ähnlich

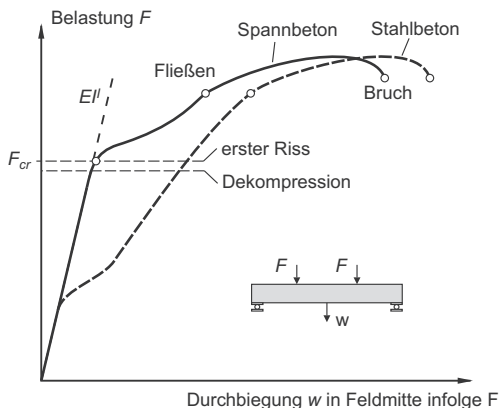


Abbildung 1.13 Last-Durchbiegungs-Beziehung – vorgespannter und nicht vorgespannter Balken im Vergleich

großer Zahlen sind allerdings empfindlich gegenüber geringen Veränderungen der Eingangswerte z. B. aus Rechenungenauigkeiten. Daher sollte i. Allg. bei der Berechnung von Spannbetonbauteilen auf eine erhöhte Rechengenauigkeit, d. h. eine möglichst genaue Ermittlung der Eingangsparameter – z. B. der Querschnittskennwerte – geachtet werden. Für die Bemessung von Spannbetonbauteilen ist dem entsprechend umfassende Sachkenntnis erforderlich. Hinzu kommt, dass die Herstellung von Spannbetonbauteilen aufwändiger und lohnintensiver ist. Gleichzeitig stellen die verwendeten, gegenüber Betonstahl empfindlicheren Spannstähle erhöhte Ansprüche an den Korrosionsschutz.

1.2.4 Betrachtungsebenen – Querschnitt und System

Bisher wurde das Tragverhalten des biegebeanspruchten Balkens nach Abb. 1.8 vorwiegend auf Querschnittsebene anhand der Verteilungen von Dehnungen und Spannungen bzw. anhand resultierender Kräfte betrachtet. Neben der Querschnittsbetrachtung steht gleichwertig die Betrachtung des gesamten Systems oder von Teilsystemen auf der Grundlage einer vereinfachten Vorstellung des Kraftflusses.

Die in Abb. 1.8b wiedergegebenen Trajektorien der Hauptspannungen geben den Kraftfluss in einem ungerissenen Balken wieder. Die Trajektorien repräsentieren hierbei Druck- und Zugspannungsfelder, die vereinfachend auf ihre Resultierenden reduziert werden können. Die Anzahl der Spannungsergebnisse, die in Anlehnung an Fachwerkträger als *Zug-* und *Druckstäbe* bezeichnet werden, ist vom erwünschten Genauigkeitsgrad der Modellierung des Kraftflusses abhängig. Die einzelnen Stäbe münden an *Knoten* und werden dort gelenkig untereinander gekoppelt. Da die Spannungsfelder grundsätzlich miteinander im Gleichgewicht stehen, müssen auch die Stabkräfte an Knoten diese Bedingung erfüllen. In Abb. 1.14 ist für den biegebeanspruchten Balken ein sehr stark abstrahiertes *Stabwerkmodell* eingetragen; die über Trajektorien beschriebenen Spannungsfelder werden allerdings annähernd erfasst.

Da mit zunehmender Belastung im Balken annähernd rechtwinklig zu den Zugspannungstrajektorien Risse entstehen, müssen die frei werdenden Zugspannungen durch Bewehrung aufgenommen werden. In Konsequenz müssten anstelle der in Abb. 1.14 dargestellten Zugstäbe Bewehrungsstäbe vorgesehen werden. Die prinzipielle Gleichwertigkeit von System-

und Querschnittsbetrachtung wird anhand eines Querschnitts im mittleren Drittel des Balkens deutlich: Die Spannungsergebnisse nach Abb. 1.14 decken sich mit dem Kräftepaar nach Abb. 1.8. Es sei allerdings vorweggenommen, dass in realen Balken anstelle eines einzelnen schrägen Stabes grundsätzlich mehrere Bewehrungsstäbe eingebaut werden müssten, um die wirkliche Tragwirkung besser zu erfassen. Im Beispiel nach Abb. 1.8 werden anstelle der Schrägstabes vertikale Bügel verwendet; Erläuterungen hierzu folgen in Kap. 7.

Fach- oder Stabwerkmodelle stellen ein äußerst wertvolles Hilfsmittel zur systematischen Abbildung des Kraftflusses dar. Erstmals in Ritter (1899) in einfacher Form vorgeschlagen, werden sie heute für die Bemessung nahezu beliebiger Bauteile herangezogen (Kap. 4) und bilden insbesondere die Grundlage der Querkraft- und Torsionsbemessung (Kap. 7 und 8). Die Anwendbarkeit erstreckt sich naturgemäß auch auf die Bemessung für Biegung und Normalkraft, allerdings existieren hierfür Verfahren auf Grundlage einer Querschnittsbetrachtung, die eine deutlich exaktere Vorhersage der Verteilung von Spannungen bzw. Kräften liefern und primär auf einer Ermittlung der Dehnungsverteilung im Querschnitt beruhen (Kap. 6).

1.3 Aufgaben der Bemessung – Struktur des Buches

Die Bemessung muss primär das Ziel verfolgen, ein Versagen des Bauteils oder Tragwerks ausgelöst durch planmäßige oder – in begrenztem Umfang – unplanmäßige Einwirkungen sicher zu vermeiden und gleichzeitig alle aus der vorgesehenen Nutzung entstehenden Anforderungen – etwa die Begrenzung auftretender Verformungen – zu befriedigen. Die Bemessung zielt daher parallel auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie deren Erhalt während der gesamten Lebensdauer des Bauwerks ab. Da weder die vielfältigen Einwirkungen auf Bauwerke noch die Eigenschaften der Baustoffe und Bauwerke deterministisch festgelegt werden können, sondern vielmehr stochastischer Natur sind, werden wahrscheinlichkeitstheoretisch begründete Konzepte für eine Bemessung erforderlich. Anforderungen an Bauwerke und Wege zu deren Erfüllung mit Hilfe von Elementen der Zuverlässigkeitstheorie werden in Kap. 2 erläutert.

Die für das Verständnis der folgenden Kapitel erforderlichen Grundlagen zum Materialverhalten von Beton und Bewehrung sowie zu deren Zusammenwirken im Verbundbaustoff enthält Kap. 3, gefolgt von

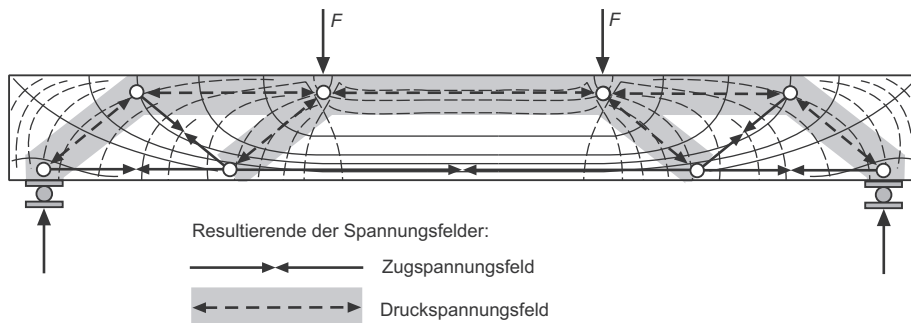


Abbildung 1.14 Zusammenfassung der Spannungsfelder zu resultierenden Kräften – stark vereinfachtes Stabwerkmodell

einem Kapitel über die oben vorgestellte Betrachtung des Kraftflusses bzw. dessen vereinfachte Abbildung in Stabwerkmodellen.

Generell werden bei ungerissenen Betonbauteilen alle Beanspruchungen durch ein System von Druck- und Zugspannungen abgetragen; durch die Rissbildung vollzieht sich mit der Aktivierung der Bewehrung eine Umlagerung der inneren Kräfte. Die Mechanismen der Lastabtragung aus den möglichen Beanspruchungen infolge Biegung, Normalkraft, Querkraft und Torsion sind daher komplex miteinander vernetzt. Tatsächlich erlaubt das Tragverhalten der Bauteile aber die separate Betrachtung von:

- Biegung und Normalkraft (M, N),
- Querkraft (V) und
- Torsion (T)

und ermöglicht damit eine wesentliche Vereinfachung der Bemessung. Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Tragmechanismen können durch einfache Interaktionsbeziehungen und insbesondere durch konstruktive Regeln erfasst werden. Die Bemessung zur Sicherstellung der Tragfähigkeit (\rightarrow *Grenzzustand der Tragfähigkeit*) wird nach Beanspruchungen getrennt in den Kap. 6 (M, N), 7 (V) und 8 (T) beschrieben. Eine Sonderform des kombinierten Biege- und Querkraftversagens ist das Durchstanzen bei Platten (Kap. 9). Da Stahlbeton und Spannbeton parallel behandelt werden, ist den erforderlichen Grundlagen der Bemessung von Spannbetonbauteilen vorab Kap. 5 gewidmet.

Die Berechnung der Verformungen von Betonbauteilen ist für sich bereits wesentlicher Bestandteil der Gebrauchstauglichkeitsnachweise, darüber hinaus allerdings grundlegende Voraussetzung für eine realitätsnahe Schnittgrößenermittlung bei statisch unbestimmten Systemen oder bei Tragfähigkeitsnachweisen nach Theorie II. Ordnung. Eine Einführung in die Berechnung von Spannungen und Verformungen auf Gebrauchslastniveau enthält Kap. 10. Darüber hinaus erforderliche Nachweise zur Sicherstellung der Ge-

brauchstauglichkeit folgen Kap. 11. Der darauf folgende Abschnitt greift nochmals einen Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf, den Nachweis gegen Ermüdung. Da dieser Nachweis allerdings auf der Basis alltäglich wiederkehrender Lasten, also den Lasten des Gebrauchszustandes, geführt werden muss, finden sich Erläuterungen hierzu im Kontext des Gebrauchsverhaltens.

Besonderheiten bei der Bemessung statisch unbestimmter Systeme, insbesondere die mit der Verformungsfähigkeit verknüpfte Schnittgrößenermittlung und die aus eingepprägten Verformungen entstehenden Zwangbeanspruchungen (Kap. 13), Regeln zur Gewährleistung dauerhafter Bauwerke (Kap. 14) und Grundlagen der Bewehrungsführung und der konstruktiven Ausbildung biegebeanspruchter Balken (Kap. 15) schließen den Band ab.

1.4 Historie

Die Geschichte des Betonbaus – obwohl im Verständnis vieler eine junge Disziplin – spannt über mehr als zwei Jahrtausende. Zumindest seit Beginn des 20. Jahrhunderts ist der Fortschritt im Betonbau auch eng mit der Entwicklung und Fortschreibung von Normen verknüpft. Werdegang, derzeitigem Stand und zukünftiger Entwicklung von Normen des Stahlbeton- und Spannbetonbaus ist daher ein eigener Abschnitt gewidmet.

1.4.1 Geschichte des Betonbaus

Ein auch nur annähernd vollständiger Überblick über Geschichte und Entwicklungssprünge des Betonbaus ist wohl kaum möglich. An dieser Stelle seien lediglich die wichtigsten Entwicklungsstadien erwähnt und die jeweils damit verknüpften Namen hervorgehoben. Viele hierüber hinausgehende Daten und Fakten zur

Geschichte des Bauingenieurwesens im Allgemeinen und zum Betonbau im Besonderen, angefangen mit der Antike bis in die Neuzeit sind in Straub (1964) und Haegermann u. a. (1964) zu finden. Die – einen deutlich kürzeren Zeitraum umfassende – Geschichte des Spannbetonbaus bis etwa 1950 ist in Leonhardt (1973) enthalten.

1.4.1.1 Beton in der Antike

Hydraulische Mörtel, die aus Kalk mit Zusätzen aus gemahlenem Vulkangestein – also natürlichen Puzzolanen – oder Ziegelmehl hergestellt wurden, waren bereits um 1000 v. Chr. bei den Phöniziern bekannt. Die Wurzeln des Betonbaus im eigentlichen Sinne sind allerdings in der römischen Antike zu suchen. Aus der griechischen Tradition mehrschaliger Mauern wird in vorchristlicher Zeit eine Art Gussmauerwerk zunächst aus Kalkmörtel mit Tuff-, Ziegel- und Marmorbrocken entwickelt, das zwischen zwei Schalen aus aufgemauertem Werkstein eingestampft wurde. *Vitruv* erwähnt 13 v. Chr. in seinen „*De architectura libri decem*“, den „*Zehn Büchern über das Bauen*“ die Herstellung eines aus hydraulischem Mörtel – vorwiegend aus Kalk mit natürlichen hydraulischen Zusätzen – und Gesteinsbrocken bestehenden römischen Betons, dem *Opus Caementitium* (Lamprecht 1984). Der Name beschreibt nach heutigem Verständnis zugleich den Baustoff und die Bauweise selbst.

Als hydraulische Zusätze dienten natürliche Puzzolane – vulkanischer Tuff aus dem Gebiet um das heutige Pozzuoli bei Neapel – und zerstoßene Tonziegel. Der Betonkern übernahm dabei die eigentliche Tragfunktion. Große Ähnlichkeit mit dem Beton heutiger Prägung hat der bei Zweckbauten wie etwa den Fundamenten des Colosseums in Rom verwendete *Opus Caementitium*, der nicht mehr zwischen Mauerschalen, sondern gegen mehrmals verwendbare Brettschalungen hergestellt wurde. Die Abdrücke der Schalbretter sind heute noch sichtbar.

Das spektakulärste Gebäude des antiken Rom ist wohl das 115–126 n. Chr. unter *Hadrian* erbaute Pantheon. Rundbau und Kuppel bestehen aus *Opus Caementitium* mit nach oben hin gestaffelter Rohdichte der Zuschläge (Abb. 1.15). Durch den, dem heutigen Leichtbeton sehr ähnlichen Baustoff wird der Gewölbeschub am Kuppelansatz deutlich reduziert. Die Spannweite von 43,3 m wurde selbst mit den gemauerten Kuppeln in Florenz (*Brunelleschi*, erbaut 1420–1436, Spannweite 42,0 m) und Rom (*Michelangelo* und *della Porta*, erbaut 1588–1590, Spannweite 42,6 m) nicht erreicht.

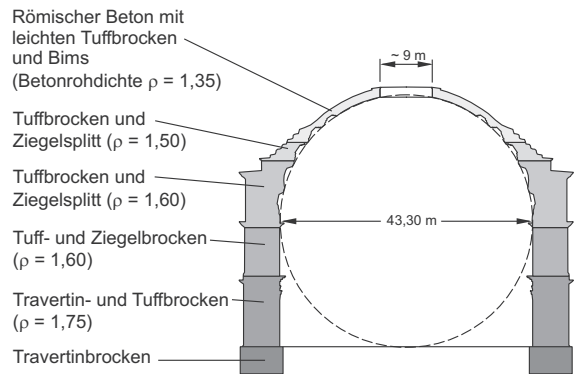


Abbildung 1.15 Pantheon – Rohdichten des verwendeten *Opus Caementitium* (römischer Beton)

Allen Konstruktionen aus *Opus Caementitium* ist gemein, dass sie lediglich in der Lage waren, Druckkräfte aufzunehmen; Bewehrung im heutigen Sinne wurde nicht verwendet. In der Folgezeit ging das Wissen um die Herstellung von Beton vollständig verloren. Als eines der letzten bedeutenden Bauwerke in der Tradition des *Opus Caementitium* wird häufig der 1173 begonnene Schiefe Turm von Pisa angeführt. Er besteht aus einem mit Marmor verkleideten monolithischen Betonring. Allerdings wurde der Beton bereits mir derart geringer Qualität hergestellt, dass hier der Grundgedanke römischer Betonbauwerke ins Gegenteil verkehrt wird. In einigen Bereichen nehmen die Hohlstellen bis zu 50% des Volumens ein; nicht mehr der Betonkern, sondern die dünne Marmorschale ist das primär lastabtragende Element (vgl. Leonhardt 1997).

1.4.1.2 Neuzeit – Entwicklung des Stahl- und Spannbetons

bis 1850

Vor allem im durch die industrielle Revolution geprägten England setzt Ende des 18. Jahrhunderts die Entwicklung hydraulischer Bindemittel ein. Wurden zunächst dem klassischen Kalkmörtel noch natürliche Puzzolane zugesetzt, gelingt *James Parker* 1796 der entscheidende Schritt hin zum künstlich hergestellten hydraulischen Bindemittel; er stellt aus gebrannten tonigen Kalken seinen *Romanzement* her. Der ist allerdings nur bei ca. 1000°C, damit nicht bis zur Sinterung gebrannt, also nach heutigem Verständnis kein Zement im engeren Sinne. 1825 bringt der Maurermeister *Joseph Aspdin* seinen *Portlandzement* äußerst erfolgreich auf den Markt. Der Name geht auf einen Vergleich mit

dem auf der Halbinsel Portland an der englischen Kanalküste abgebauten hochwertigen Naturstein zurück. Erst 1844 führt *Isaac Charles Johnson* den Brand bis zur Sinterung bei 1400–1450°C ein und erreicht damit eine deutliche Verbesserung der Materialeigenschaften. Das handwerkliche Experimentieren mit dem neuen Baustoff bringt zu Beginn des 19. Jahrhunderts bereits die ersten vollständig aus Beton errichteten Gebäude hervor. Bereits wenige Jahre später – gegen die Mitte des 19. Jahrhunderts – wird von Versuchen zur Kombination von Beton mit Seilen, Drahtgeflecht und Eisenstäben berichtet – allerdings noch völlig ohne technisches Verständnis für die Wirkungsweise.

1850 bis 1900

1855 nimmt in Stettin das erste deutsche Portlandzementwerk seinen Betrieb auf, gleichzeitig veröffentlicht *Max von Pettenkofer* das bis dahin geheim gehaltene Herstellungsverfahren von Portlandzement. Im selben Jahr erhält *Joseph Luis Lambot*, provençalischer Gutsbesitzer, ein Patent auf die Herstellung von Wasserbehältern und Booten aus Zementmörtel mit Drahtgeflechtbewehrung – und kommt damit seinem Landsmann *Joseph Monier*, einem Gärtner, der in ähnlicher Technik Blumenkübel fertigt, zuvor. 1867 erhält auch *Monier* das erste einer Reihe von Patenten für verschiedene Bauteile, die jetzt schon mit Stäben bewehrt sind (Abb. 1.16). Er errichtet 1875 auch die weltweit erste Brücke aus „Eisenbeton“. Allerdings zeigen *Moniers* Konstruktionen, dass er noch keine klare Vorstellung von der Wirkungsweise des Verbundbaustoffs hat – ganz im Gegensatz zum Juristen *T. Hyatt* (USA), der zur gleichen Zeit in Veröffentlichungen Tragverhalten und Verbundwirkung des Eisenbetons beschrieb. Durch den Erwerb der *Monier'schen* Li-

zenzrechte für Deutschland 1884 durch *C. Freytag* und *C. Heidschuch*, 1886 durch *G. A. Wayss* beginnt auch in Deutschland die Anwendung des Eisenbetons in großem Umfang.

Ein Meilenstein in der Entwicklung ist die Anwendung von Eisenbeton für Wände, Deckenplatten und Gewölbe im 1884–1894 errichteten Reichstagsgebäude in Berlin. In Zusammenhang mit den hierfür durchgeführten Versuchen veröffentlicht *M. Koenen*, damals Bauleiter des Reichstagsgebäudes und später Leiter der Firma *Beton- und Monierbau*, erste Berechnungsverfahren, die klar die Wirkungsweise des Eisenbetons zeigen. Parallel dazu entwickelt der Franzose *F. Hennebique* monolithische Skelettkonstruktionen unter der Prämisse sparsamsten Materialeinsatzes und führt damit den Plattenbalken als die wohl typischste Konstruktionsform des Eisenbetonbaus ein. Noch vor der Jahrhundertwende taucht die Idee des Vorspannens von Beton auf: der Amerikaner *Jackson* erreicht mit Gewindestäben im Beton nur geringe Spannkraft; der Berliner Ingenieur *Döhring* nimmt diese Idee auf, spannt aber mit Drähten – und mit mehr Erfolg – vor und erhält dafür 1888 ein Patent. 1898 wird in Berlin der *Deutsche Beton-Verein (DBV)* gegründet.

1900 bis 1945

Nach der Jahrhundertwende setzt eine rasante Weiterentwicklung des Eisenbetons ein. *Emil Mörsch* (1872–1950) führt zunächst im Auftrag der Firma *Wayss & Freytag*, ab 1916 als Professor für Eisenbetonbau an der TH Stuttgart, umfangreiche Versuche an Stahlbetonbauteilen durch. Bereits 1902 veröffentlicht er, aufbauend auf den Ergebnissen, die erste wirklichkeitsnahe Theorie des Eisenbetons. Die Arbeiten *Mörschs*, von ihm zusammengefasst im zweibändigen Werk „*Der Eisenbetonbau – seine Theorie und Anwendung*“, bilden nahezu weltweit und über einige Jahrzehnte – in Teilen sogar bis heute – die Grundlage der Bemessung. Gleichzeitig entwirft er richtungsweisende Bauwerke, wie etwa die 1903 bis 1904 errichtete und 2000 abgebrochene Isarbrücke in Grünwald bei München mit zwei jeweils 70 m weit gespannten Dreigelenkbogen (Abb. 1.17). 1907 wird der *Deutsche Ausschuss für Eisenbeton* gegründet. Er firmiert ab 1942 unter dem Namen *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)* – und folgt damit der Namensänderung des Baustoffs selbst. Der Ausschuss gibt 1916 die „*Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*“ heraus. Im September 1925 erscheint deren Neuausgabe unter gleichem Titel erstmals als Norm DIN 1045.

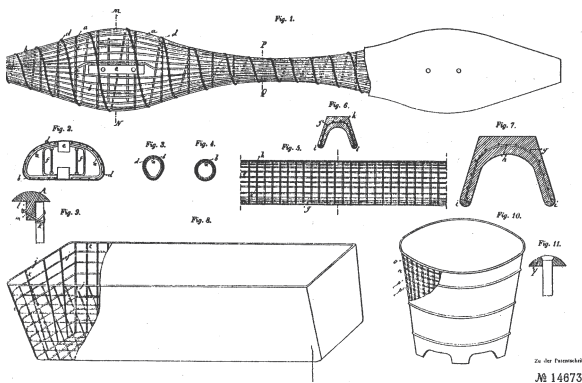


Abbildung 1.16 Zeichnungen aus einem Patent *Joseph Moniers* aus dem Jahr 1878



Abbildung 1.17 Isarbrücke in Grünwald, erbaut 1903–1904 nach Plänen von *Emil Mörsch*



Abbildung 1.19 Brücke über den Salginatobel (*Robert Maillart*, 1929)

Parallel zur Entwicklung des Stahlbetons werden die Grundlagen des Spannbetonbaus gelegt. Ein Wegbereiter des Spannbetons ist der französische Ingenieur *Eugène Freyssinet* (1879–1962), der klar erkennt, dass Schwinden und Kriechen eine wesentliche Rolle bei Spannkraftverlusten spielen, daher eine dauerhafte Wirkung der Vorspannung nur durch hohe Stahlspannungen zu erzielen ist. Er erhält 1928 ein Patent für sein Spannverfahren, dem weitere Folgen. 1935 wird durch *Wayss & Freytag* der Begriff „Spannbeton“ eingeführt. Ein Jahr später wird nach den Entwürfen *Franz Dischingers* (1887–1953) mit der Bahnbrücke in Aue/Sachsen die weltweit erste Spannbetonbrücke errichtet – allerdings mit extern geführten, d.h. außerhalb des Betonquerschnitts liegenden, hängewerkartig angeordneten Stäben aus Stahl vergleichsweise geringer Festigkeit. 1938 führt *E. Hoyer* die Spannbettvorspannung mit Klaviersaitendraht ein. Die stationär im Spannbett gefertigten, 100 m langen Träger werden nach dem Erhärten des Betons in die gewünschten Längen zerschnitten. Bereits 1943 liegt der Entwurf einer

Norm für Spannbetonbauwerke vor; die Einführung wird noch 10 Jahre auf sich warten lassen.

Die in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts entstehenden Betonbauwerke sind teils noch stark vom Gedanken der Materialersparnis geprägt, gleichwohl werden wegweisende Bauten errichtet. Die rasche Weiterentwicklung des Betonbaus ab Mitte der 20' er Jahre ist unter anderem verbunden mit den Namen *Franz Dischinger* und *Ulrich Finsterwalder* (1897–1953), später auch *Hubert Rüsch* (1904–1979), die spektakuläre Betonschalen wie etwa die Zeiss-Planetarien oder die Großmarkthallen in Frankfurt und Leipzig (1927 mit 5820 m² die weltweit größte überdachte Fläche) entwerfen (Abb. 1.18).¹ International starken Einfluss üben *Robert Maillart* (1872–1940, Schweiz; u. a. Salginatobelbrücke, Abb. 1.19), *Pier Luigi Nervi* (1891–1979, Italien; vgl. Abb. 1.1) und *Eduardo Torroja* (1899–1960, Spanien) aus.

1945 bis heute

Die Entwicklung nach dem Zweiten Weltkrieg steht angesichts des enormen Bedarfs an Wohn- und Gewerbebauten sowie Bauwerken der Infrastruktur einerseits, der allmählichen Verschiebung des Verhältnisses von Lohn- zu Materialkosten andererseits, im Zeichen der Rationalisierung von Bauverfahren (vgl. Abbn. 1.21 und 1.22). Unter anderem steigt die Verwendung von Fertigteilen im Hoch- und Industriebau sprunghaft an (Abb. 1.20). Parallel zur technischen Entwicklung wird Beton und insbesondere Sichtbeton – nicht zuletzt durch die Bauten *Le Corbusiers* (1887–1965) – in der Architektur der Moderne salonfähig. Einen nicht unbeträchtlichen



Abbildung 1.18 Dischinger-Schale; Versuchsbelastung durch die Mitarbeiter des DYWIDAG-Konstruktionsbüros (1931)

¹ Die in Abb. 1.18 abgebildete Versuchsschale existiert noch heute und kann in Wiesbaden-Erbenheim besichtigt werden.



Abbildung 1.20 Ästhetisch anspruchsvolles und rationelles Bauen mit Fertigteilen: Wohnanlage Genter Straße, München (A: Steidle und Partner; 1972)

Anteil an der Entwicklung hatte dabei der Spannbeton. 1950 entsteht mit der von *Finsterwalder* geplanten, mit DYWIDAG-Stabspanngliedern vorgespannten Lahnbrücke Balduinstein die erste Spannbetonbrücke im Freivorbau, einem heute auch für weitgespannte Bogen verwendeten Bauverfahren (Abb. 1.22).

Drei Jahre später erscheint die unter Federführung des damaligen Professors für Massivbau der TH München, *Rüsch*, erarbeitete Spannbetonnorm DIN 4227 – die weltweit erste ihrer Art. Bereits 1952 wird die *FIP – Fédération Internationale de la Précontrainte* ins Leben gerufen; ein Jahr später wird das *CEB – Comité Européen du Béton* gegründet, das 1976 in *Comité Euro-International du Béton* umbenannt wird. Beide technisch-wissenschaftlichen Vereinigungen haben den Wissens- und Erfahrungsaustausch zum Ziel; die erstgenannte speziell auf dem Gebiet des Spannbetons, letztere für den Stahlbeton. Zudem sollen ihre Mitglieder international einheitliche technische Regeln nach aktuellsten Erkenntnissen erarbeiten, die als Grundlage für Normen dienen können (vgl. Abschn. 1.4.2). FIP und CEB vereinigen sich 1998 zur *fib – fédération internationale du béton* mit Sitz in Lausanne.

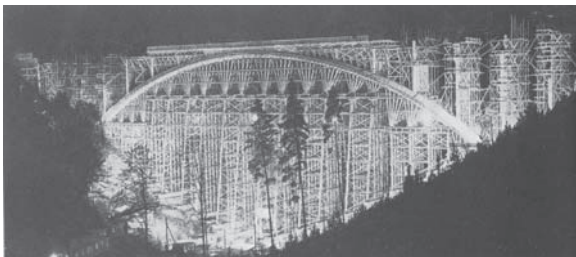


Abbildung 1.21 Herstellung des Bogens einer Talbrücke – Teufelstalbrücke bei Jena (1938); Spannweite 138 m; Herstellung des Stahlbetonbogens auf Leergertüst (Nachtaufnahme)



Abbildung 1.22 Herstellung des Bogens einer Talbrücke – Brücke über den Svinesund zwischen Schweden und Norwegen (2005); Spannweite 247 m; Herstellung des Stahlbetonbogens im Freivorbau Blaschko u. Torka (2005)

Neben dem Freivorbau etabliert sich ein weiteres, äußerst effizientes Bauverfahren für über mehrere Felder durchlaufende Spannbetonbrücken: Von *Fritz Leonhardt* (1909–1999) und *Willi Baur* wird das Takt-schiebeverfahren entwickelt und erstmals in Reinform 1965 beim Bau der Innbrücke Kufstein eingesetzt (vgl. Abb. 1.5). Zeitgleich wird von *Hans Wittfoht* ein anderes Verfahren zum rationalen Bau von Spannbetonbrücken eingeführt: Vorschubrüstungen – erstmals beim Bau der Krahenbergbrücke bei Andernach eingesetzt (vgl. Wittfoht 1964) – erlauben die fast industrielle Herstellung durchlaufender Spannbetonbalcken und tragen damit in den Folgejahren zum gewaltigen Ausbau der Infrastruktur bei (Abb. 1.23). Vor allem aber *Leonhardt*, von 1957 bis 1974 Professor für Massivbau an der TH Stuttgart, ist in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts durch wegweisende Konstruktionen – u. a. den in Stuttgart erbauten, weltweit ersten Fernsehturm – wichtiger Impulsgeber der Entwicklung im Betonbau.

Mit dem Ziel, effiziente und dauerhafte Konstruktionen zu schaffen, werden Betone mit deutlich erweitertem Leistungsspektrum entwickelt. 1990 wird für hochbelastete Stützen des Trianon-Hochhauses in Frankfurt/Main erstmals in Deutschland großmaßstäblich *Hochleistungsbeton* verwendet. Die Anwendung von Betonen mit Druckfestigkeiten z.T. weit über 60 N/mm^2 bis ca. 130 N/mm^2 setzt im internationalen Vergleich spät ein, ist aber heute größtenteils normativ erfasst. Die ersten Brücken aus Hochleistungsbeton in Deutschland entstehen 1998 bei Sasbach und Buchloe. Parallel dazu wird *Selbstverdichtender Beton* entwickelt, bei dem die Verdichtungsarbeit nach dem



Abbildung 1.23 Bau einer Spannbetonbrücke mit Vorschubrüstung heute

Einbringen des Betons in die Schalung entfällt. Das Entwicklungspotential für Betone ist dabei lange noch nicht ausgereizt; derzeit wird intensiv an der Entwicklung ultrahochfester Betone gearbeitet, die Druckfestigkeiten oberhalb von 300 N/mm^2 erreichen können. Aus den Unzulänglichkeiten, die einigen Konstruktionen im Zuge der stürmischen Fortschritte der Spannbetonbauweise eigen waren, wurden mittlerweile Lehren

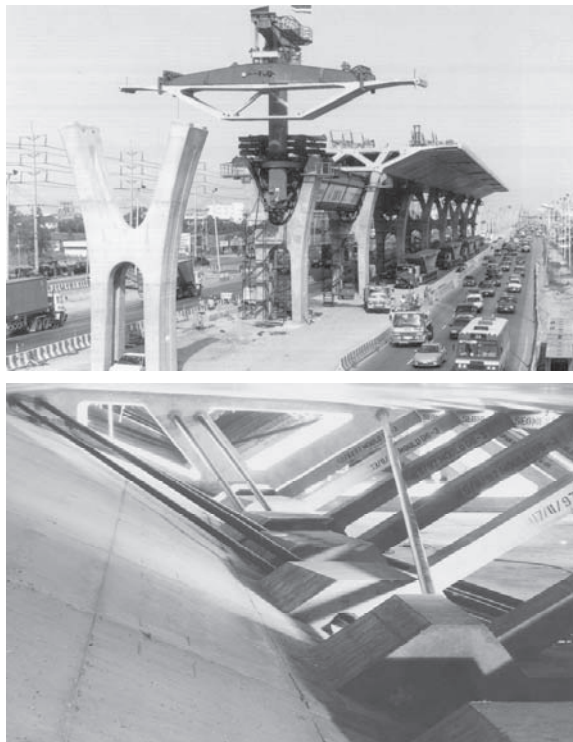


Abbildung 1.24 Bang-Na-Expressway, Bangkok – Hochstraße in Segmentbauweise; Blick in einen durch externe Spannglieder vorgespannten Hohlkasten

gezogen, die zur Entwicklung externer oder verbundloser Spannglieder im Brückenbau, damit zu äußerst robusten Konstruktionen geführt haben (Abb. 1.24).

1.4.2 Normung

Durch den europäischen Einigungsprozess vollzog sich die Entwicklung und Fortschreibung von Betonbaunormen in den letzten Jahrzehnten als dualer Prozess mit national gültigen DIN-Normen auf der einen und europäisch-einheitlichen Regelwerken auf der anderen Seite. Mit der zukünftig geltenden Norm EN 1992-1-1 findet diese duale Entwicklung ihren Abschluss.

1.4.2.1 DIN-Normen

Die Entwicklung deutscher Betonbaunormen bis in die beginnenden 80'er Jahre ist ausführlich in Goffin u. a. (1982) dargestellt; die wesentlichen Eckdaten sind:

- 1916 Als Vorläufer der Normen gibt der *Deutsche Ausschuss für Eisenbeton* die *Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton* heraus.
- 1925 Die *Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton* werden erstmals als DIN 1045 veröffentlicht. Überarbeitungen folgen 1932, 1937, 1943 und 1959.
- 1953 Als weltweit erste Spannbeton-Norm wird DIN 4227 herausgegeben.
- 1972 Angesichts des erweiterten Kenntnisstandes wird eine grundlegende Überarbeitung der DIN 1045 erforderlich. Als wesentliche Neuerung wird die *n*-freie Bemessung, d.h. die Biegebemessung heutiger Prägung über Grenzdehnungen eingeführt. Zur Beschreibung der Spannungsverteilung in der Betondruckzone wird das Parabel-Rechteck-Diagramm vorgeschlagen. 1975, 1978 und 1988 erscheinen aktualisierte Neuauflagen der DIN 1045.
- 1979 DIN 4227 wird in überarbeiteter Form als DIN 4227 Teil 1 veröffentlicht; neue Erkenntnisse z. B. zur Rissbreitenbeschränkung und der Querkraftbemessung, desgleichen Erfahrungen mit neuen Bauweisen machen eine Neuauflage erforderlich. Zwischen 1981 und 1986 werden Teile zur teilweisen Vorspannung, zur Segmentbauart, zu Spannleichtbeton und

Vorspannung ohne Verbund ergänzt. 1988 wird der ursprüngliche Teil 1 neu herausgegeben.

- 2001 DIN 1045 erscheint vollständig überarbeitet in vier Teilen. Teil 1 fasst die bisher in getrennten Normen geregelte Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zusammen. Mit der Neuausgabe der DIN 1045 werden die zukünftigen europäischen Normen auf nationaler Ebene bereits vorweggenommen.
- 2008 Die Teile 1 bis 3 der DIN 1045 werden neu herausgegeben; Teil 1 enthält neben einigen Druckfehlerkorrekturen auch zusätzliche Klarstellungen der bisherigen Regeln sowie einige neue, mit dem Eurocode abgeglichenen Regeln z. B. in Bezug auf die Bemessung von Schubfugen. Mit der Ausgabe 2008 erscheint die letzte Fassung der DIN 1045 vor dem Übergang zu den Eurocodes.

1.4.2.2 Normenentwicklung auf europäischer/internationaler Ebene

Als Vorläufer europäischer Normen können die von CEB und FIP gemeinsam herausgegebenen Mustervorschriften angesehen werden. 1978 erscheint der *CEB FIP ModelCode 1978*. Er vereint das aktuelle Wissen zur Bemessung im Stahlbeton- und Spannbetonbau und bietet gleichzeitig ein zuverlässigkeitstheoretisch fundiertes Sicherheitskonzept auf Grundlage von Teilsicherheitsbeiwerten. 1991 wird der *CEB FIP ModelCode 1990* veröffentlicht, der neben Regeln auch umfangreiche Erläuterungen zu Grundlagen und Modellen enthält. Die Mustervorschriften dienen als wesentliche Basis der durch den europäischen Einigungsprozess initiierten Vereinheitlichung technischer Regeln (vgl. Breitschaft 1995; Litzner 2002):

- 1975 Die Kommission der Europäischen Gemeinschaft beschließt auf Grundlage der 1957 geschlossenen Römischen Verträge die Schaffung harmonisierter technischer Regeln für das Bauwesen, der *EUROCODES*, um Handelshemmnisse zu beseitigen.
- 1987 Die *Einheitliche Europäische Akte* tritt mit dem Ziel in Kraft, einen europäischen Binnenmarkt zu schaffen. 1988 folgt die vom Ministerrat der EG verabschiedete *Bauproduktenrichtlinie* als einer der wesentlichen Eckpfeiler der Harmonisierung technischer Regeln, in der die primären Anforderungen an Bauprodukte (Mechanische Festigkeit, Standsicherheit, Dauerhaftigkeit, etc.) definiert werden. Die Aufgabe, *EURO-*

CODES zu erarbeiten, wird 1989 an das *CEN (Comité Européen de Normalisation)* übertragen.

- 1992 In der ersten Phase auf dem Weg zu einheitlichen europäischen Normen wird der Teil 1-1 des *EUROCODE 2 (EC 2) Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau* als Vornorm zur probeweisen Anwendung veröffentlicht. Die europäischen Normen bestehen jeweils aus einem Grundteil (hier dem Teil 1-1), der durch weitere Teile für spezifische Konstruktionen oder Bauweisen (z. B. dem Teil 2 für den Brückenbau) ergänzt wird. In Deutschland kann der Grundteil des EC 2, herausgegeben als DIN V ENV 1992-1-1 damit als Alternative zu DIN 1045 angewendet werden. Die Norm baut dabei im Wesentlichen auf dem *CEB FIP ModelCode 1978* auf.
- 2004 Eine Neufassung des *EUROCODE 2*, Teil 1-1 erscheint als EN 1992-1-1. Die *CEN*-Mitgliedsorganisationen, z. B. das DIN, sind verpflichtet, EN 1992-1-1 als Ersatz für nationale Normenwerke nach einem vorgegebenen Zeitplan verbindlich einzuführen.

1.4.2.3 Gegenwart und Zukunft

In Deutschland ist derzeit DIN 1045 *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*, Teil 1 *Bemessung und Konstruktion* für die Bemessung von Tragwerken des allgemeinen Hochbaus verbindlich. Die Norm baut auf dem 1992 veröffentlichten Grundteil des EC 2 auf, wurde aber umfassend umstrukturiert, enthält eine Reihe aktualisierter Regelungen und nimmt damit Inhalte der 2004 erschienen EN 1992-1-1 vorweg. Für Brückenbauwerke existiert der auf Grundlage der DIN V ENV 1992-1-1 erarbeitete und an DIN 1045-1 angepasste *DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken*.

In absehbarer Zeit werden in den *CEN*-Mitgliedsstaaten² die nationalen Regelwerke durch EN-Normen ersetzt werden. Das vollständige, europaweit einheitliche Regelwerk für den Entwurf, die

² CEN-Mitgliedsstaaten sind die 27 Länder der Europäischen Union (im Einzelnen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, die Niederlande, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, die Slowakei, Slowenien, Spanien, die Tschechische Republik, Ungarn, das Vereinigte Königreich und Zypern – Stand 2009) sowie die Mitgliedsstaaten der Europäischen Freihandelszone EFTA (im Einzelnen: Island, Norwegen und die Schweiz; Liechtenstein ist an den schweizerischen Normen orientiert).

Berechnung und die Bemessung von Tragwerken umfasst insgesamt 10 einzelne Pakete, die EUROCODES (EC), die wiederum in verschiedene, teils auf spezifische Anwendungsbereiche bezogene Teile z. B. zur Bemessung für den Brandfall oder den Brückenbau untergliedert sind:

- EC 0 EN 1990 – Grundlagen der Tragwerksplanung
- EC 1 EN 1991 – Einwirkungen auf Tragwerke
- EC 2 EN 1992 – Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
- EC 3 EN 1993 – Stahlbauten
- EC 4 EN 1994 – Verbundtragwerke
- EC 5 EN 1995 – Holzbauwerke
- EC 6 EN 1996 – Mauerwerksbauten
- EC 7 EN 1997 – Geotechnik
- EC 8 EN 1998 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
- EC 9 EN 1999 – Aluminiumbauten

Für die Einführung des europäischen Regelwerkes werden inhaltlich zusammengehörige Normenteile zu Normenpaketen geschnürt – für den Betonhochbau z. B. die Teile 1-1 (Grundlagen) und 1-2 (Brandbemessung) der EN 1992 zusammen mit den relevanten Lastnormen der Reihe EN 1991, Regeln zur Bemessung von Gründungen (EN 1997) und für die Erdbebenbemessung (EN 1998). Einen Meilenstein in der Überführung der nationalen Normen in europäisch-einheitliche Regeln stellt das *DoW* (engl. *Date of Withdrawal*) dar, der Zeitpunkt, an dem die widersprechenden nationalen Normen vom Normungsinstitut – in Deutschland vom DIN – zurückgezogen werden müssen. Für den Betonhochbau muss dies u. a. durch den Rückzug von DIN 1045-1 bis spätestens zum März 2010 geschehen.

Bauaufsichtliche Relevanz erhält DIN EN 1992-1-1 in Deutschland allerdings erst mit der Aufnahme in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen³ und die anschließende bauaufsichtliche Einführung. Dies ist nach derzeitigem Stand frühestens Anfang 2011 zu erwarten.

In Österreich wird der Wechsel zu ÖNORM EN 1992-1-1 dagegen bereits früher vollzogen; die Koexistenzperiode, in der die EUROCODES gleichwertig mit nationalen Normen verwendet werden dürfen, endet bereits Mitte 2009. Ab diesem Zeitpunkt stellen die EUROCODES den

Stand der Technik dar, die bis dahin geltenden Regelwerke – für die Bemessung im Betonbau insbesondere die Reihe ÖNORM B 4700 – sind dann außer Kraft gesetzt.

1.5 Normengrundlage

Der Band verfolgt das Ziel, die Grundlagen der Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen vor dem Hintergrund des Tragverhaltens auf mechanischer Basis und damit weitgehend unabhängig von Normen zu beschreiben. Der Transfer des Grundlagenwissens in das Handwerkszeug für die alltägliche, praktische Bemessung führt allerdings unmittelbar auf die jeweils geltenden Bemessungsnormen. Im vorliegenden Band werden als Bezugsdokumente die derzeit verbindliche Norm DIN 1045-1 sowie parallel die zukünftig maßgebende Norm EN 1992-1-1 gegenübergestellt.

Eine Besonderheit der EUROCODES ist deren Aufbau; die einzelnen Teile – auch EN 1992-1-1 – bestehen aus folgenden Elementen:

- Hauptteil
- normative oder informative Anhänge
- Nationaler Anhang

Der Text des Hauptteils – in EN 1992-1-1 zwölf Kapitel einschließlich Titelblatt und Vorwort – sowie die Anhänge A bis J, die ergänzende Informationen u. a. zum Kriechen und Schwinden (informativer Anhang) oder zu den geforderten Eigenschaften von Betonstählen (normativer Anhang) enthalten, sind für alle Mitgliedsländer des CEN inhaltlich identisch. Eingeführt wird das Regelwerk in den einzelnen Staaten als Übersetzung des englischen Originals; die deutsche Fassung – als DIN EN 1992-1-1 veröffentlicht – ist daher wortgleich mit den in Österreich als ÖNORM EN 1992-1-1 und in der Schweiz als SN EN 1992-1-1 veröffentlichten Normentexten.

In dem europaweit einheitlichen Text sind allerdings einige Punkte ausgespart, die hoheitliche Belange der einzelnen CEN-Mitgliedsstaaten betreffen. Hierzu gehören die Sicherheit, Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit baulicher Anlagen. Parameter, die diese Bereiche berühren, u. a. Teilsicherheitsbeiwerte, Anforderungsklassen der Betondeckungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit, etc., werden ebenso wie ausschließlich regional gültige Größen – z. B. Schneelastzonen – als *länderspezifisch festzulegende Parameter* (engl. *Nationally Determined Parameters, NDPs*) bezeichnet und in den nationalen Anhängen durch jedes Mitgliedsland individuell bestimmt. In EN 1992-1-1 können an insgesamt 122 Stellen nationale Festle-

³ Die Liste der Technischen Baubestimmungen enthält technische Regeln für die Planung, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen, die auf Grundlage des § 3 der Musterbauordnung eingeführt und damit allgemein verbindlich sind. Die Musterliste der Technischen Baubestimmungen kann unter www.dibt.de eingesehen werden.

gungen getroffen werden; zu länderspezifisch festzulegenden Parametern enthält der Normentext allerdings empfohlene Werte. In nationalen Anhängen kann zudem die normativ verbindliche Anwendung einzelner, in der einheitlichen Fassung als informativ gekennzeichnete Anhänge vereinbart werden. Darüber hinaus können sie ergänzende Regeln und Hinweise enthalten, die dem Inhalt von EN 1992-1-1 nicht entgegenstehen dürfen, allerdings auch nicht zwingend ihre Entsprechung in den nationalen Anhängen anderer Länder finden müssen.

Für die Tragwerksplanung sind daher neben den Regeln in EN 1992-1-1 auch die Festlegungen desjenigen nationalen Anhangs bindend, der von dem Land, in dem das Bauwerk errichtet wird, erarbeitet und eingeführt wurde.

In Deutschland werden die länderspezifischen Festlegungen des nationalen Anhangs als DIN EN 1992-1-1/NA herausgegeben; mit der Veröffentlichung des Weißdrucks des Nationalen Anhangs DIN EN 1992-1-1/NA ist Anfang 2010 zu rechnen.⁴ In Österreich wurden die nationalen Festlegungen als eigenständige ÖNORM B 1992-1-1, die zusammen mit ÖNORM EN 1992-1-1 zu verwenden ist, bereits Anfang 2007 herausgegeben. Anders als in Österreich wurde in Deutschland versucht, durch die geschickte Wahl der NDPs zusammen mit einer Reihe von Ergänzungen eine weitgehende Übereinstimmung mit der nationalen Vorgängernorm, in dem Fall mit DIN 1045-1 zu erreichen.

In der Schweiz wird auf die Erarbeitung eines nationalen Anhangs verzichtet; die für SN EN 1992-1-1 länderspezifisch festzulegenden Parameter müssen zwischen Planer und Bauherrn projektbezogen festgelegt werden. Die in den letzten Jahren erarbeiteten nationalen Regelwerke – für den Betonbau v. a. SIA 262 – werden als den Eurocodes nicht widersprechend erachtet und können damit weiterhin angewandt werden.

Darstellung von Normenbezügen

Die – typografisch abgesetzten – Normenbezüge in diesem Band spiegeln im Vergleich mit den vorangestellten phänomenologischen Beschreibungen und mechanisch begründeten Modellen die zugehörigen Regeln nach DIN 1045-1 und EN 1992-1-1 wieder. Auf eine wörtliche Wiedergabe wird zugunsten einer gestrafften, inhaltlich allerdings vollständigen Darstellung verzichtet.⁵

⁴ Die hier vorgestellten nationalen Regelungen basieren auf dem Gelbdruck (Entwurf) von DIN EN 1992-1-1/NA vom September 2008; im Vergleich mit der letztlich geltenden Fassung können sich noch geringfügige Änderungen ergeben.

⁵ In diesem Buch werden Vorzeichen bei Spannungen und Dehnungen mechanisch korrekt verwendet (→ Zug positiv, Druck

Dabei wird der Inhalt von EN 1992-1-1, dem EURO-CODE 2, Teil 1-1, in der eingeführten, europaweit einheitlichen Fassung dargestellt. Den in EN 1992-1-1 für länderspezifisch festzulegende Parameter (NDPs) empfohlenen Werten werden die Festlegungen nach den beiden Nationalen Anhängen Deutschlands und Österreichs, also die Regeln nach:

D DIN EN 1992-1-1/NA

A ÖNORM B 1992-1-1

in tabellarischer Form am Ende des Normentextes gegenübergestellt. Über die NDPs hinaus werden die wesentlichen nationalen Ergänzungen der beiden Länder angegeben.

NDP	EU	D	A
α_{cc}	1,0	0,85	1,0
Variable	empfohlener Wert	Wert nach DIN EN 1992-1-1/NA	Wert nach ÖNORM B 1992-1-1

Normenbezüge bei Beispielen

Die in diesem Band enthaltenen Beispiele folgen – soweit nicht ausdrücklich anders vermerkt – DIN 1045-1 (Fassung 2008).

Mischungsverbot!

Sowohl DIN 1045-1 als auch EN 1992-1-1 bilden in sich geschlossene Normenwerke mit jeweils abgestimmten Berechnungsformaten und Konstruktionsregeln. Grundsätzlich gilt daher ein Mischungsverbot; die Bemessung von Betonbauteilen muss durchgängig nach den Bestimmungen einer der beiden Normen erfolgen. EN 1992-1-1 muss zudem mit jenem nationalen Anhang angewandt werden, der von dem Land, in dem die bauliche Anlage errichtet wird, eingeführt wurde.

Literatur

BLASCHKO, M.; TORKA, J.: Ein Bogen spannt von Schweden nach Norwegen. In: *Bauingenieur* 80 (2005), S. 188–196

negativ). In EN 1992-1-1 wird allerdings – im Gegensatz zu DIN 1045-1 – auf die Angabe von Vorzeichen bei Spannungen und Dehnungen, z.B. bei den Schwindmaßen oder den Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton, verzichtet. Um eine einheitliche Darstellung zu erreichen, werden im vorliegenden Band – soweit nicht explizit anders angegeben – auch die Kenngrößen nach EN 1992-1-1 vorzeichenrichtig und damit abweichend vom Normentext angegeben.

- BLETZINGER, K.-U.; ZIEGLER, R.: Theoretische Grundlagen der numerischen Formfindung von Membrantragwerken und Minimalflächen. In: *Betonkalender 2000*. Berlin : Ernst & Sohn, 2000, S. 441–456
- BREITSCHAFT, G.: Harmonisierung technischer Regeln des konstruktiven Ingenieurbaus als Beitrag zur Schaffung des Europäischen Binnenmarktes. In: *Betonkalender 1995*. Berlin : Ernst & Sohn, 1995, S. 1–17
- GOFFIN, H.; BERTRAM, D. ; BUNKE, N.: *Vom Stampfbeton zum Spannbeton – Die Entwicklung der Bauart im Spiegel von Normung und Forschung*. Berlin : Ernst & Sohn, 1982 (DAfStb-Heft 333)
- HAEGERMANN, G.; HUBERTI, G. ; MÖLL, H.: *Vom Caementum zum Spannbeton, Bd. 1*. Wiesbaden : Bauverlag, 1964
- LAMPRECHT, H.-O.: *Opus Caementitium: Bautechnik der Römer*. Düsseldorf : Beton-Verlag, 1984
- LEONHARDT, F.: *Spannbeton für die Praxis*. 3. Aufl. Berlin : Ernst & Sohn, 1973
- LEONHARDT, F.: The Committee to Save the Tower of Pisa: A Personal Report. In: *Structural Engineering International* (1997), Nr. 3, S. 201–212
- LITZNER, H.-U.: Harmonisierung der technischen Regeln in Europa – die Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau. In: *Betonkalender 2002*. Berlin : Ernst & Sohn, 2002, S. 1–13
- NAUMANN, G.; WIEST, R. ; ZILCH, K.: Konstruktion, Berechnung und Bau der Maintalbrücke Veitshöchheim. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 82 (1988), Nr. 1/2, S. 19–22, 49–52
- NERVI, P.L.; ROGERS, E.N. ; JOEDICKE, J.: *Pier Luigi Nervi – Bauten und Projekte*. Stuttgart : Verlag Gerd Hatje, 1957
- RAMM, E.; SCHUNCK, E.: *Heinz Isler, Schalen. Katalog zur Ausstellung*. Stuttgart : Krämer, 1986
- RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique. In: *Schweizerische Bauzeitung XXXIII* (1899), Jan., Nr. 7
- STRAUB, H.: *Die Geschichte der Bauingenieurkunst*. Basel : Birkhäuser, 1964
- WITTFOHT, H.: Die Krahnenbergbrücke bei Andernach. In: *Beton und Stahlbetonbau* 59 (1964), Nr. 7/8, S. 145–152, 176–181

Bemessung im konstruktiven Betonbau

Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1
(Eurocode 2)

Zilch, K.; Zehetmaier, G.

2010, XII, 628 S. 500 Abb., Softcover

ISBN: 978-3-540-70637-3