EOTA (2007/1) Bemessung von Verbunddübeln; TR 029, 2007
EOTA (2007/2 Bewehrungsanschlüsse mit nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben; TR 023, 2007
EOTA (2008) Leitlinie für die europäische technische Zulassung; ETAG 020, Injektionsdübel aus Metall zur Verwendung im Mauerwerk, 2008
fib (2011) Design of Anchorage in Concrete. P 1–5 Lausanne 2011
Fuchs W, Eligehausen R (1995) Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995) 1, S 6–9; 2, S 38–44; 3, S 73–76
Fuchs W, Eligehausen R, Breen JE (1995) Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete. ACI Structural J. 92 (1995) 1, pp 73–94
Furche J (1994) Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation. Mitteilungen, Heft 2. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Univ. Stuttgart
Furche J, Eligehausen R (1992) Lateral blow-out failure of headed studs near the free edge. ACI Special Publication SP 103. ACI, Detroit (USA), pp 235–252
IfBt (1977) Merkblatt über Kennwerte zur Gütesicherung von Hammerbohrern mit Schneidplatten aus Hartmetall, die zur Herstellung der Bohrlöcher von Dübelverbindungen verwendet werden. Institut für Bautechnik, Berlin
Kunz J, Cook RA u. a. (1998) Tragverhalten und Bemessung von chemischen Befestigungen. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998) 1, S 15–19; 2, S 44–49
Lehmann R (1994) Tragverhalten von Metallspreizdübeln im gerissenen und ungerissenen Beton bei der Versagensart Herausziehen. Dissertation. Mitteilungen, Heft 3. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Univ. Stuttgart
Patzak M (1979) Zur Frage der Sicherheit von Setzbolzenbefestigungen in Betonbauteilen. Betonwerk+Fertigteil technik (1979) 5, S 308–314
Ramm W, Greiner U (1991) Verankerungen mit Kopfbolzen – randnahe Verankerungen unter Querzugbeanspruchung und unter zentrischer Zugbeanspruchung. Forschungsbericht. Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Univ. Kaiserslautern
Rößle M, Eligehausen R (2002) Multiple fastenings to concrete, IWB, Universität Stuttgart, Report No. 02/17-3/16a

Normen

DIN 1045: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung (2008)
DIN EN 1992: Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau (2004)
CEN/TS 1992-4: Bemessung von Befestigungen für die Verwendung in Beton. T. 1–4 (2009)

3.10 Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Rolf Katzenbach, Konrad Zilch und Christian Moormann

3.10.1 Einführung

Da jedes Bauwerk im bzw. auf dem Baugrund gegründet und vom Baugrund getragen wird, beinhaltet jede Baumaßnahme auch die *Baugrund-Tragwerk-Interaktion*. Aus diesem Grund kommt der Berücksichtigung und der zutreffenden Modellierung dieser Interaktionswirkung eine zentrale Bedeutung an der Schnittstelle zwischen Tragwerkplanung und Geotechnik zu.

Eine vollständige Analyse des i. Allg. dreidimensionalen und zudem zeitvarianten Interaktionsproblems erfordert

– eine Modellierung des Tragwerks und dessen mechanischen Verhaltens,
– eine Modellierung des Baugrunds und des mechanischen Verhaltens des Mehrphasenmediums Bodens sowie
– eine Beschreibung des Kontaktverhaltens zwischen Boden und Bauwerk.

Für die Praxis ist wichtig, ob das i. d. R. schwierige dreidimensionale Problem durch ein einfacheres zwei- oder gar eindimensionales Problem ersetzt werden kann und ob ggf. Vereinfachungen bezüglich des Materialverhaltens und der Modellierung möglich sind. Ferner ist die Klärung des Einflusses der zeitvarianten Änderung von Materialeigenschaften auf die Baugrund-Tragwerk-Interaktion im Hinblick auf die zutreffende Bemessung und die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Tragwerk und Gründung von maßgebender Bedeutung.

Häufig werden die Teilsysteme Baugrund und Tragwerk unabhängig voneinander behandelt. Damit wird der Einfluss der Verformungen aus der Gründung auf das Tragwerk nicht berücksichtigt und bei der Bemessung der einzelnen Tragglieder vernachlässigt, was zu Bauwerkschäden bzw. Einschränkungen in der Nutzung führen kann. Um dies zu vermeiden, wird in einigen Fällen – z. B. bei Fundamentplatten, aber auch bei der Bemessung von Brückenüberbauten (der Begriff „Überbau“ im Brückenbau entspricht dem Begriff „Tragwerk“ im Hochbau) – der Einfluss der Verformungen des Untergrunds auf den Bean-

spruchungszustand von Teilen der aufgehenden Konstruktion z. T. durch pauschale, in Vorschriften festgelegte Regeln vereinfachend berücksichtigt.

Bei der Bemessung werden unterschiedliche, auf den verschiedensten Modellbildungen basierende Näherungslösungen zur Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion verwendet. Der Baugrund ist dabei nicht nur stützendes oder nur belastendes Element, sondern er bildet zusammen mit den anderen Werkstoffen ein *Verbundtragsystem*. So verursachen beim Nachweis der Tragfähigkeit die Einwirkungen aus dem Bauwerk häufig den maßgebenden Grenzzustand im Baugrund (z. B. Grundbruch), während beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit Setzungsdifferenzen im Baugrund einen Grenzzustand im Tragwerk hervorrufen können.

Der Baugrund ist Teil des statischen Systems; er kann aufgrund seines Eigengewichts jedoch auch zur Beanspruchung für das Bauwerk werden. Daher ist es sinnvoll, zwei Typen von Bauwerken zu unterscheiden:

– *Gründungen*, die vom Baugrund unterstützt werden, und
– *Stützbauwerke*, die den Baugrund unterstützen (z. B. Stützwände, Baugrubenverbaue, Tunnelschalen).

Zusätzlich zur mechanischen Modellierung muss das *Sicherheitskonzept* integriert werden. Die aktuellen Normen des Grundbaus und der Tragwerkplanung unterscheiden sich in den geforderten Nachweisen der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Für eine schlüssige Betrachtung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion sind diese bisher nur bedingt kompatibel.

3.10.2 Grundlagen zum Materialverhalten

3.10.2.1 Idealisierung des realen Tragverhaltens

Im *Gesamtsystem* müssen die Eigenschaften des Baugrunds als Kontinuum und des i. d. R. statisch unbestimmten Tragwerks zusammengeführt werden. Eine Beschreibung der Interaktion setzt daher eine zutreffende Erfassung des Materialverhaltens von Baugrund und Tragwerk voraus. Dabei müssen insbesondere das elastoplastische, vom Beanspruchungsniveau und der Einwirkungsgeschwindigkeit, also von der Belastungsgeschichte abhängige nichtlineare Werkstoffverhalten des Baugrunds und des Tragwerks unter Berücksichtigung von viskosen Effekten und Kontaktverhalten abgebildet werden. Hierzu finden sich in 4.3 (Grundbau, Baugruben und Gründungen), 3.3 (Massivbau), 3.4 (Stahlbau), 3.7 (Holzbau), 3.6 (Mauerwerk) und 3.5 (Verbundbau) nähere Angaben.

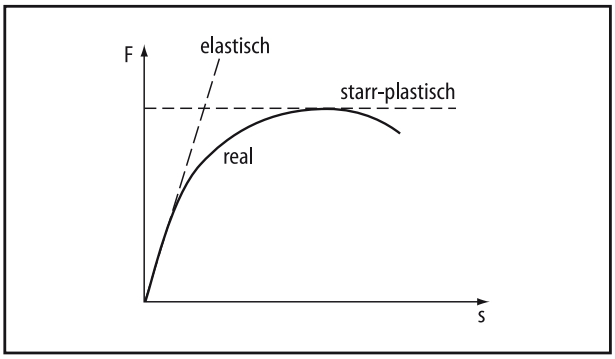

Abb. 3.10-1 Idealisierung des realen Tragverhaltens

In der Praxis wird das reale Materialverhalten i. Allg. durch *vereinfachte Modelle* auf der Grundlage der Elastizitätstheorie bzw. der Plastizitätstheorie idealisiert (Abb. 3.10-1). Die Eignung dieser Modelle ist von der Höhe der Beanspruchungen der Materialien abhängig, die im Baugrund und im Tragwerk meist unterschiedlich sind.

3.10.2.2 Zeitabhängige Effekte

Die Baugrund-Tragwerk-Interaktion ist durch die *Vierdimensionalität* der Problemstellung geprägt. Zeitvariante räumliche Strukturen müssen unter zeitvarianten Einwirkungen abgebildet werden. Systeme mit veränderlicher Gliederung entstehen bei jedem Tragwerk, so bei *Hochbaukonstruktionen* durch

– sukzessive Struktur- und Laständerungen,
– Steifigkeitsänderungen und
– Schwerpunktverlagerungen

sowie in einem noch offensichtlicheren Maße bei *Baugruben und Gründungen* durch

– den sukzessiven Aushub bzw. Abbruch und
– den sukzessiven Einbau von Sicherungsmitteln.

Während des Bauablaufs entstehen also sich ändernde statische Systeme und sich ändernde innere

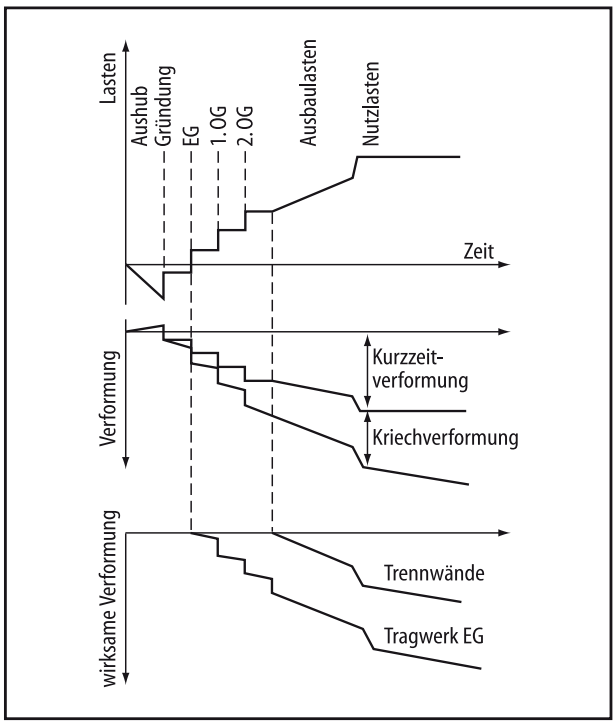

Abb. 3.10-2 Entwicklung der Setzung während der Bauzeit; spannungswirksame Setzungen

Kräfte im Tragwerk. Ein betrachtetes Bauteil (z. B. eine Trennwand) erfährt durch die von einem danach eingebauten Bauteil erzeugte Setzung eine Zwangsbeanspruchung; die bereits eingetretenen Setzungen der vorangegangenen Bauphasen sind für dieses Bauteil nicht mehr relevant (Abb. 3.10-2). Schadenverursachend im Bauwerk sind nicht die absoluten Beträge der sich einstellenden Setzungen, sondern die auftretenden *Setzungsdifferenzen* in der Gründungsfläche oder zwischen den einzelnen Gründungen.

Für eine wirklichkeitsnahe Betrachtung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion müssen zudem zeitliche Änderungen des Materialverhaltens, und zwar sowohl des Baugrunds als auch der verwendeten Baustoffe, erfasst werden. Beim Boden gehören hierzu *Konsolidierungsvorgänge* mit dem Abbau von Porenwasserüberdrücken oder -unterdrücken und Kriechvorgänge, die bei bindigen Böden (z. B. Tonen) mehrere Jahre dauern können.

Bei Baustoffen des Tragwerks (z. B. Beton) zählen *Hydratationsvorgänge* mit den damit verbundenen thermischen Prozessen sowie Schwinden und Kriechen zu den zeitvarianten Materialeigenschaften. In einer Fundamentplatte aus Beton kann es infolge des Hydratationsprozesses durch Schwinden oder Vorspannung zu einer Interaktion mit dem Baugrund kommen. Aus diesen Zwangsbeanspruchungen können rissverursachende Schnittgrößen resultieren. Zwängungen können mittels Kriechens abgebaut werden.

3.10.2.3 Streuung der Materialeigenschaften

Um ein ausreichendes Sicherheitsniveau zu erreichen, muss bei der Planung von Tragwerken die Streuung der Materialeigenschaften berücksichtigt werden. Die statistische Streuung der Materialkennwerte künstlicher, werkmäßig und güteüberwacht hergestellter *Baustoffe* mit definierter Zusammensetzung wie Beton oder Stahl lassen sich experimentell hinreichend genau ermitteln.

Baugrund ist hingegen der im Bauwesen eingesetzte Werkstoff, über den zu Beginn der Planungsphase einer baulichen Anlage im Vergleich zu den übrigen im Bauwesen verwendeten Werkstoffen die weitaus geringsten Informationen hinsichtlich seiner Zusammensetzung und seines mechanischen Verhaltens zur Verfügung stehen. Auf der anderen Seite haben der Baugrund und das im Baugrund vorhandene Grundwasser entscheidenden Einfluss auf die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit eines jeden Bauwerks.

Im Massivbau und im Stahlbau werden die Materialeigenschaften im Laufe des Entwurfs- und Bemessungsprozesses spezifiziert. In der *Geotechnik* ist es umgekehrt: Hier müssen die Materialeigenschaften zu Beginn des Entwurfs- und Bemessungsprozesses, quasi im ersten Arbeitsschritt, durch Feld- und Laboruntersuchungen ermittelt werden. Die Materialeigenschaften des Baugrunds sind zu bestimmende Eingangsdaten des Entwurfs und müssen für jedes einzelne Bauvorhaben gesondert bestimmt werden.

Die Notwendigkeit von projektbezogenen geotechnischen Untersuchungen ist in Eurocode 7 · Teil 2 sowie ergänzenden deutschen Normen geregelt; die Ausführung von Baumaßnahmen ohne vorherige bzw. baubegleitende geotechnische Untersuchungen verstößt gegen die anerkannten Regeln der Technik. Dem normativ vorgeschriebenen sorgfältigen Recherchieren und Auswerten der geotechnischen Informationen u. a. in Form von Er-

gebnissen von Feld- und Laborversuchen folgt die Festlegung der für die Baumaßnahme maßgebenden *Baugrundeigenschaften* und *Baugrundkennwerte* durch den als Sachverständigen für Geotechnik tätigen Bauingenieur.

Die Ermittlung der Eigenschaften des Baugrunds und der *Grundwassersituation* ist dabei in der Praxis stets eng verknüpft mit zwei Problemen:

– Die Erkundung des Baugrunds kann stets nur punktuell durch Bohrungen oder Sondierungen erfolgen. Art und Umfang der Baugrunderkundung sind dabei von einem Sachverständigen für Geotechnik festzulegen. Sowohl Erkundungsbohrungen als auch Sondierungen können eindeutige Informationen über die Baugrundeigenschaften nur punktuell begrenzt für den Bohr- oder Sondieransatzpunkt und nur bis zu der erkundeten Tiefe liefern. Aus den punktuellen direkten Aufschlüssen muss auf die räumliche Verteilung der Baugrundeigenschaften geschlossen werden. Für die zwischen den Aufschlüssen liegenden Bereiche sind nur Wahrscheinlichkeitsaussagen möglich.
– Die Eigenschaften des Baugrunds, beispielsweise seine mechanischen Kennwerte der Steifigkeit oder der Scherfestigkeit, können mittels Laborversuchen nur an einer begrenzten Anzahl von Proben bestimmt werden, die wiederum den punktuellen Baugrundaufschlüssen entnommen werden. Die Versuchsergebnisse weisen, selektiert nach den einzelnen Baugrundschichten, eine Streuung auf, die aus der Inhomogenität des Baugrunds sowie aus den der Probenentnahme und der Versuchsdurchführung zugrundeliegenden Randbedingungen resultiert.

In Konsequenz stellen die auf diese Weise mittels Erkundungsmaßnahmen und Laborversuchen für eine Bodenschicht erhaltenen Versuchsergebnisse eine Stichprobe mit begrenztem Umfang aus einer örtlich (Baustelle) begrenzten Menge einer Bodenart (= Grundgesamtheit) dar. Der Umfang der Stichprobe ist aus Zeit- und Kostengründen i. d. R. sehr klein.

Der Bauingenieur, hier der Sachverständige für Erd- und Grundbau, steht vor der Aufgabe, auf Grundlage dieser Stichprobe die der Bemessung, d. h. den geotechnischen Nachweisen, zugrunde zu legenden bodenmechanischen Kennwerte zu bestimmen. Wegen der „stochastischen Natur“ des Baugrunds würde sich hierbei die Anwendung entsprechender mathematisch-statistischer Überlegungen zumindest anbieten und konform gehen mit dem *probabilistischen Sicherheitskonzept* [Gudehus 1968].

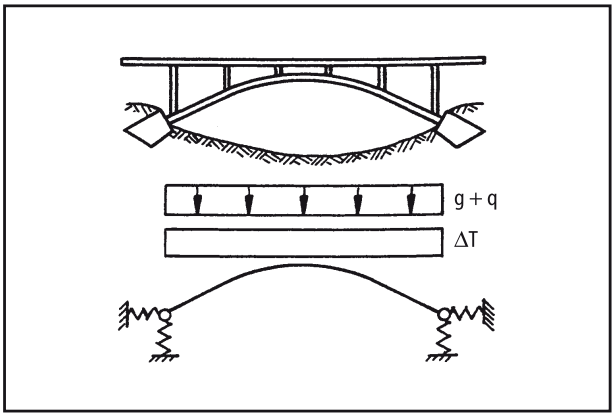

Abb. 3.10-3 Einfluss der Baugrundsteifigkeit auf die Schnittgrößen einer Bogenbrücke unter Last- und Zwangsbeanspruchung

Im Regelfall stellt der Sachverständige für Erd- und Grundbau die versuchstechnisch ermittelten Kennwerte den Erfahrungen mit dieser Bodenart gegenüber und vergleicht sie mit den bisher zur Verfügung stehenden Informationen. Neben der direkten Bestimmung von Bodenkennwerten aus Feld- und Laborversuchen ist die Rückrechnung von ausgeführten geotechnischen Verbundkonstruktionen, deren Tragverhalten messtechnisch beobachtet und dokumentiert worden ist, eine wesentliche Verfahrensweise zur deduktiven Ermittlung maßgebender Bodenkennwerte, dies insbesondere bei heterogenen Böden wie dem Frankfurter Ton bzw. dem Münchner Flinzmergel.

Bei der Planung komplexer Tragwerke ist in jedem Fall deren Empfindlichkeit auf die *Streuung der Baugrundparameter* zu untersuchen. Abhängig von der Bemessungssituation kann der Ansatz unterer bzw. oberer Grenzwerte der Baugrundsteifigkeiten zu ungünstigeren Beanspruchungen für das Tragwerk führen als der Ansatz von Mittelwerten. Ein Beispiel hierfür ist die in Abb. 3.10-3 dargestellte Bogenbrücke. Während eine steifere Bettung der Widerlager unter Last (g+q) zu einer Reduktion der Beanspruchungen im Bogen führt, nehmen die aus einer Verformungsbehinderung aus Temperaturbeanspruchung (ΔT) oder Schwinden hervorgerufenen Spannungen zu.

3.10.3 Gründungen und Stützbauwerke

3.10.3.1 Flachgründung mit Einzelfundamenten

Abbildung 3.10-4 zeigt mögliche Verteilungen der Sohlspannungen unter einem steifen Einzelfundament. Die unter (a) ermittelte Verteilung stellt sich bei einer geringen Ausnutzung der Tragfähigkeit von Fundament und Baugrund ein und ist somit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Bei Annäherung an die Traglast ist zu unterscheiden zwischen dem Versagen im Fundament (b) und im Baugrund (c). Im erstgenannten Fall kommt es im höchstbeanspruchten Schnitt des Fundaments zur Bildung eines Fließgelenks und damit zu einer Umlagerung der Sohlspannungen. Die Tragfähigkeit ist dann im wesentlichen durch die Rotationsfähigkeit des Fließgelenks bestimmt.

Bei einem Versagen des Fundaments durch Grundbruch kommt es ebenfalls zu einer *Umlagerung der Sohlspannungen* zur Fundamentmitte. Neben dem duktilen Versagen, gekennzeichnet z. B. durch die Bildung eines Fließgelenks, ist auch ein sprödes Versagen bei Fundamenten ohne ausreichende Duktilität möglich (z. B. infolge Durchstanzen einer Stütze durch eine Fundamentplatte). Hierbei kommt es nicht zu Spannungsumlagerungen im Baugrund.

Abbildung 3.10-5 zeigt die Änderung von Setzungsmulde, Sohlspannung und Momentenverlauf in einem gering bewehrten Fundament bei Laststeige-

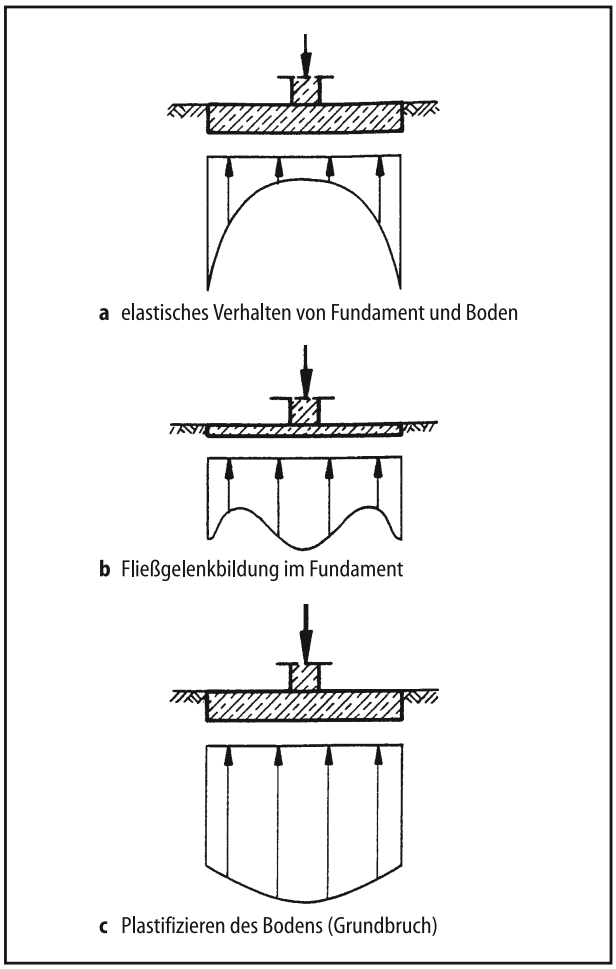

Abb. 3.10-4 Mögliche Verteilungen der Sohlspannungen unter einem Einzelfundament

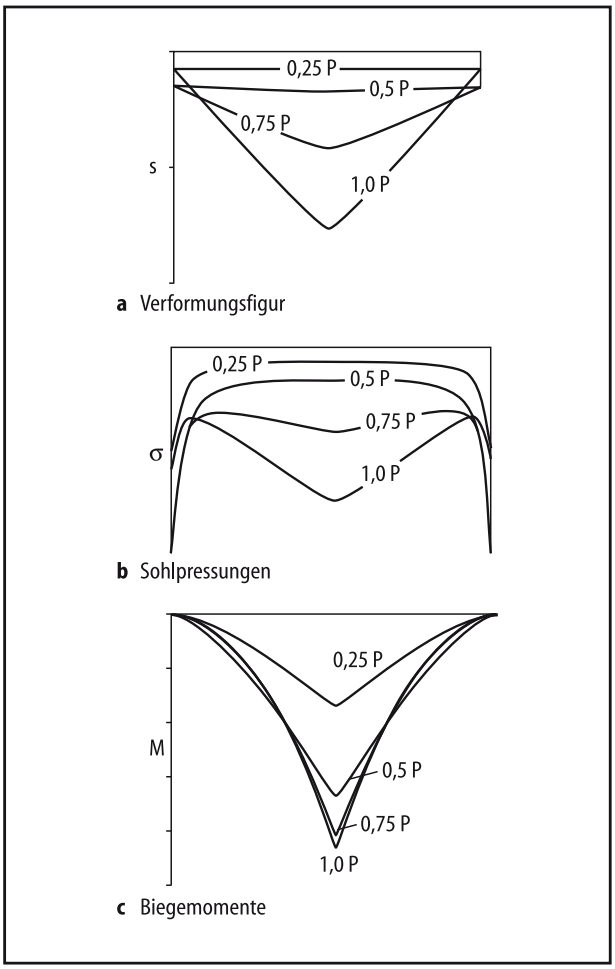

Abb. 3.10-5 Qualitativer Verlauf von Verformungen und Beanspruchungen in einem Einzelfundament bei sukzessiver Laststeigerung

rung. Die Fundamentplatte geht dabei kontinuierlich vom „elastischen“ in den „plastischen“ Zustand über.

Vergleicht man die Spannungsverteilungen gemäß Abb. 3.10-4 mit der in der Praxis häufig getroffenen Annahme einer konstanten Sohlspannung, so liegen diese für die Grenzzustände der Tragfähigkeit i. d. R. auf der sicheren Seite, in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit jedoch auf der unsicheren Seite.

3.10.3.2 Pfahlgründung und Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP)

Pfahlgründungen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) sind *Tiefgründungen*, bei denen über Pfähle die gesamte oder ein Teil der Bauwerklast in tiefere Bodenschichten eingeleitet wird, um hierdurch gegenüber einer Flächengründung eine Setzungsreduktion zu erzielen oder die Tragfähigkeit der Gründung zu gewährleisten. Beide Gründungsformen sind dadurch gekennzeichnet, dass mehrere Pfähle durch eine Fundamentplatte oder einen Pfahlrost zu einer Gründung verbunden werden. Hierdurch entsteht i. d. R. ein hochgradig statisch unbestimmtes Tragsystem, dessen Baugrund-Tragwerk-Interaktion durch die Steifigkeit des Bauwerks und der die Pfähle verbindenden Fundamentplatte, durch die Baugrundeigenschaften und die Wechselwirkungen zwischen den Gründungselementen und dem Boden, aber auch durch die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Gründungselemente maßgebend bestimmt wird. Vom Tragverhalten ähnlich sind Gründungen, bei denen an die Stelle der Pfähle andere Tiefgründungselemente treten (z. B. Schlitzwandelemente, sog. Barretts, Schlitzwände, Spundwände o. ä.).

Bei einer *reinen Pfahlgründung* ist rechnerisch nachzuweisen, dass die gesamte Bauwerklast über die Pfähle in den Baugrund abgetragen werden kann. Ein Lastabtrag über die unter einer Fundamentplatte oder einem Pfahlrost aktivierte Sohlspannung wird bei der rechnerischen Modellierung nicht in Ansatz gebracht. Der Gründungsform der *Kombinierten Pfahl-Plattengründung* (KPP) liegt hingegen die Idee zugrunde, die gemeinsame Wirkung der beiden Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle bei der Einleitung von Bauwerklasten in den Baugrund zu nutzen sowie rechnerisch beim Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zum

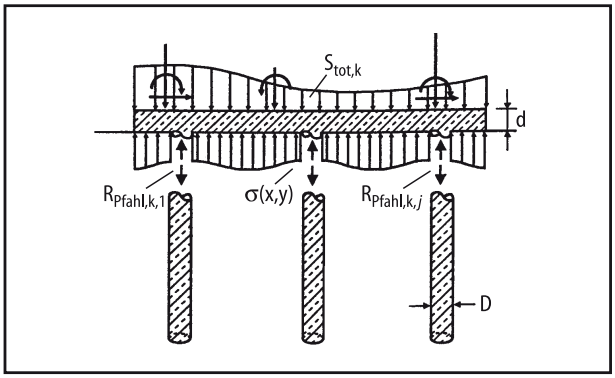

Abb. 3.10-6 Konzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)

Ansatz zu bringen (Abb. 3.10-6) [Katzenbach/König 1999]. Dies ist der entscheidende Unterschied zu einer Pfahlgründung nach EC 7-1, Abs. 7.

Bei einer KPP verteilt die Fundamentplatte infolge ihrer Biegesteifigkeit die aus der aufgehenden Konstruktion resultierende Einwirkung (Bauwerklast) S_{tot} sowohl direkt über die Sohlspannung σ(x,y), die über die Gründungsfläche integriert den Widerstand der Fundamentplatte $R_{Platte,k}$, Gl. (3.10.1), ergibt, als auch über die Pfähle, gekennzeichnet summarisch durch $\Sigma R_{Pfahl,k,j}$, in den Baugrund. Der Gesamtwiderstand R_{tot} der KPP berechnet sich nach Gl. (3.10.2) zu

$$R_{\text{Platte,k}} = \int \sigma(x,y)\, dA\,, \tag{3.10.1}$$

$$R_{\text{tot,k}}(s) = \sum_{j=1}^{m} R_{\text{Pfahl,k},j}(s) + R_{\text{Platte,k}}(s)\,. \tag{3.10.2}$$

Der Widerstand des einzelnen Pfahles *j* ergibt sich aus dem Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k,j}$, der sich aus dem Integral der Mantelreibung $q_{s,k}(z)$ über die Pfahlmantelfläche ergibt, und dem Pfahlfußwiderstand $R_{b,k,j}$, der sich als Integral des Pfahlspitzendruckes $q_{b,k}$ über die Aufstandsfläche des Pfahles am Pfahlfuß bestimmen lässt:

$$R_{\text{Pfahl,k},j}(s) = R_{\text{b,k},j}(s) + R_{\text{s,k},j}(s) \tag{3.10.3}$$

mit

$$R_{\text{b,k},j}(s) = q_{\text{b,k},j}\,\frac{\pi \cdot D^2}{4}\,, \tag{3.10.4}$$

$$R_{\text{s,k},j}(s) = \int q_{\text{s,k},j}(s,z) \cdot \pi \cdot D\, dz\,. \tag{3.10.5}$$

Die Tragwirkung einer KPP wird durch den Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} beschrieben, der angibt, welchen Anteil die Pfähle an dem Gesamtwiderstand $R_{tot,k}$ der KPP haben:

$$\alpha_{KPP}(s) = \frac{\sum_{j=1}^{m} R_{Pfahl,k,j}(s)}{R_{tot,k}(s)}. \qquad (3.10.6)$$

Der Pfahlplatten-Koeffizient kann zwischen den beiden Grenzwerten $\alpha_{KPP}=0$ (Flächengründung nach EC 7-1, Abs. 6) und $\alpha_{KPP}=1$ (Pfahlgründung nach EC 7-1, Abs. 7) variieren. Abbildung 3.10-7 zeigt ein qualitatives Beispiel für den Zusammenhang zwischen dem Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} und dem Verhältnis der Setzung einer KPP s_{KPP} zur Setzung einer Flächengründung s_{Fl} mit gleicher Gründungsfläche unter der gleichen Einwirkung. Zu den maßgebenden, die Baugrund-Tragwerk-Interaktion einer KPP bestimmenden Interaktionseinflüssen zählen die in Abb. 3.10-8 schematisch dargestellten Wechselwirkungen zwischen

a den Pfählen und dem Baugrund (Pfahl-Baugrund-Interaktion),
b den Pfählen in einer Pfahlgruppe (Pfahl-Pfahl-Interaktion),
c der Fundamentplatte und dem Baugrund (Platte-Baugrund-Interaktion) und
d der Fundamentplatte und den Gründungspfählen (Pfahl-Platten-Interaktion).

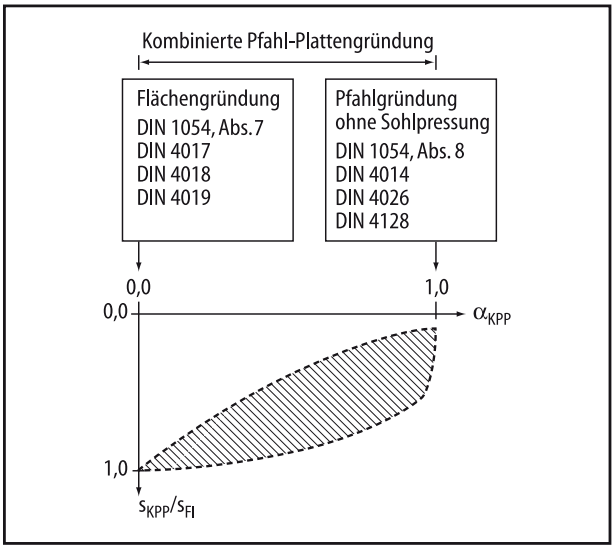

Abb. 3.10-7 Qualitatives Beispiel für die mögliche Setzungsreduktion einer KPP in Funktion des Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP}

Bei einer Pfahlgründung, bei der keine Sohlspannung unter der die Pfähle verbindenden Pfahlkopfplatte mobilisiert wird, entfallen zwar die Platte-Baugrund-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion, doch ist die gegenseitige Beeinflussung der Pfähle in Form der Pfahl-Pfahl-Interaktion ein maßgebender, das Trag- und Verformungsverhalten einer Pfahlgründung beeinflussender Faktor, der u. a. dazu führt, dass das von einem Einzelpfahl bekannte Widerstandssetzungsverhalten eines Pfahles nicht unmittelbar übertragen werden kann auf die Abbildung der Tragwirkung eines Pfahles als Bestandteil einer Pfahlgründung oder einer KPP.

Die zutreffende rechnerische Erfassung der Wechselwirkungen zwischen den Gründungsele-

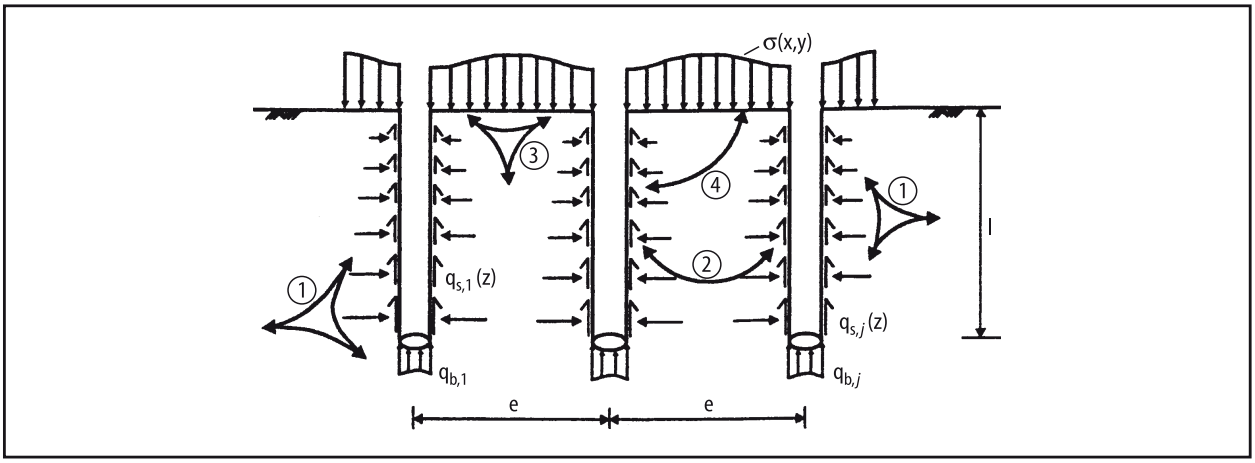

Abb. 3.10-8 Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)

menten und dem Baugrund unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Steifigkeit des aufgehenden Tragwerks ist die entscheidende Voraussetzung für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen.

Auswirkungen der Pfahl-Platten-Interaktion

Das Tragverhalten der Gründungspfähle einer KPP wird neben der Pfahl-Pfahl-Interaktion zusätzlich durch die Pfahl-Platten-Interaktion beeinflusst. Der Einfluss dieser Pfahl-Platten-Interaktion äußert sich im Vergleich zu einer Pfahlgründung im Wesentlichen in den folgenden Aspekten:

(1) Bei den Gründungspfählen einer KPP tritt der vom Einzelpfahl her bekannte und auch bei den Pfählen einer Pfahlgründung zu beobachtende Schervorgang am Mantel, also das Erreichen der Grenzmantelreibung, nicht oder nur abgemindert auf. In Abhängigkeit vom Pfahlachsabstand und der Pfahlposition nimmt statt dessen der Pfahlmantelwiderstand R_s mit zunehmenden Setzungen weiter zu, weil die anwachsende Sohlspannung die mobilisierbare Pfahlmantelreibung vergrößert. Dieser Effekt verstärkt sich bei abnehmendem Pfahlachsabstand.
(2) Zugleich führt bei einer KPP die Fundamentplatte zu einer Verringerung der Pfahlfedersteifigkeiten. Insbesondere bei kleineren Setzungen zeigen die Pfähle einer KPP ein deutlich weicheres Tragverhalten, als dies bei einer Pfahlgründung oder gar einem Einzelpfahl zu beobachten ist.
(3) Das Vorhandensein einer Fundamentplatte und die hierüber mobilisierten Sohlspannungen führen bei einer KPP generell zu einer Vergleichmäßigung des positionsabhängigen Widerstandssetzungsverhaltens der Pfähle. Bei einem Pfahlachsabstand e/D=3 sind die von der Pfahlposition abhängigen Unterschiede im Pfahltragverhalten der Pfähle bei einer KPP geringer als bei einer Pfahlgründung.

Die bodenmechanischen Hintergründe für diese Interaktionseinflüsse verdeutlicht Abb. 3.10-9. Sie zeigt die Setzungen für zwei Setzungszustände in einem Gründungskörper (e/D=6) sowie die Änderung der vertikalen und horizontalen effektiven Spannungen im Baugrund in verschiedenen Tiefen. Deutlich erkennbar ist, dass bei der KPP die Fundamentplatte insbesondere im oberen Bereich der Pfähle zu einer Verringerung der Relativverschiebungen am Pfahlmantel führt, wodurch in diesem Bereich im Vergleich zu einem entsprechenden Einzelpfahl oder einem Pfahl der Pfahlgründung deutlich geringere Mantelreibungswerte mobilisiert werden können. Dies ist ursächlich dafür, dass die Pfähle einer KPP sich weicher verhalten als ein Einzelpfahl. Gleichzeitig verursachen bei einer KPP die über die Fundamentplatte eingeleiteten Sohlspannungen eine deutliche Erhöhung der wirksamen Spannungen im Baugrund zwischen den Pfählen (Abb. 3.10-9).

Da die Tragwirkung der Pfähle und hier insbesondere die mobilisierbare Mantelreibung maßgebend durch den im Boden herrschenden Spannungszustand bestimmt wird, führt die Erhöhung des Spannungszustands im Boden durch die über die Fundamentplatte eingeleiteten Lastanteile dazu, dass bei einer KPP im Vergleich zu einer Pfahlgründung oder einem Einzelpfahl insbesondere im unteren Bereich der Pfahltragstrecke, in dem eine ausreichende Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden stattfinden kann, deutlich größere Mantelreibungswerte mobilisiert werden können. Da i. d. R. mit wachsender Einwirkung S_{tot} auch der über die Fundamentplatte abgetragene Lastanteil weiter wächst, erhöht sich auch der Spannungszustand im Boden und damit die mobilisierbare Mantelreibung sukzessive mit der Einwirkung. Dies führt zu der beschriebenen Beobachtung, dass die Pfähle einer KPP i. d. R. keine – oder nur in einer abgeminderten Form – Grenztragfähigkeit besitzen.

Schlussfolgerungen und Hinweise zur Bemessung

Die Pfähle von Pfahlgründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen zeigen insbesondere bei kleinen Pfahlachsabständen ein völlig anderes Tragverhalten als dies von einem Einzelpfahl bekannt ist. Dieser Umstand ist bei der Bemessung einer Pfahlgründung oder einer KPP rechnerisch zu berücksichtigen, siehe [EA Pfähle 2011].

Die in der Praxis bei der Bemessung der Fundamentplatte einer KPP mit Hilfe eines auf dem Bettungsmodulverfahren basierenden Ansatzes zuweilen übliche Annahme gleicher Federsteifigkeiten für alle Pfähle unabhängig von ihrer Pfahlposition

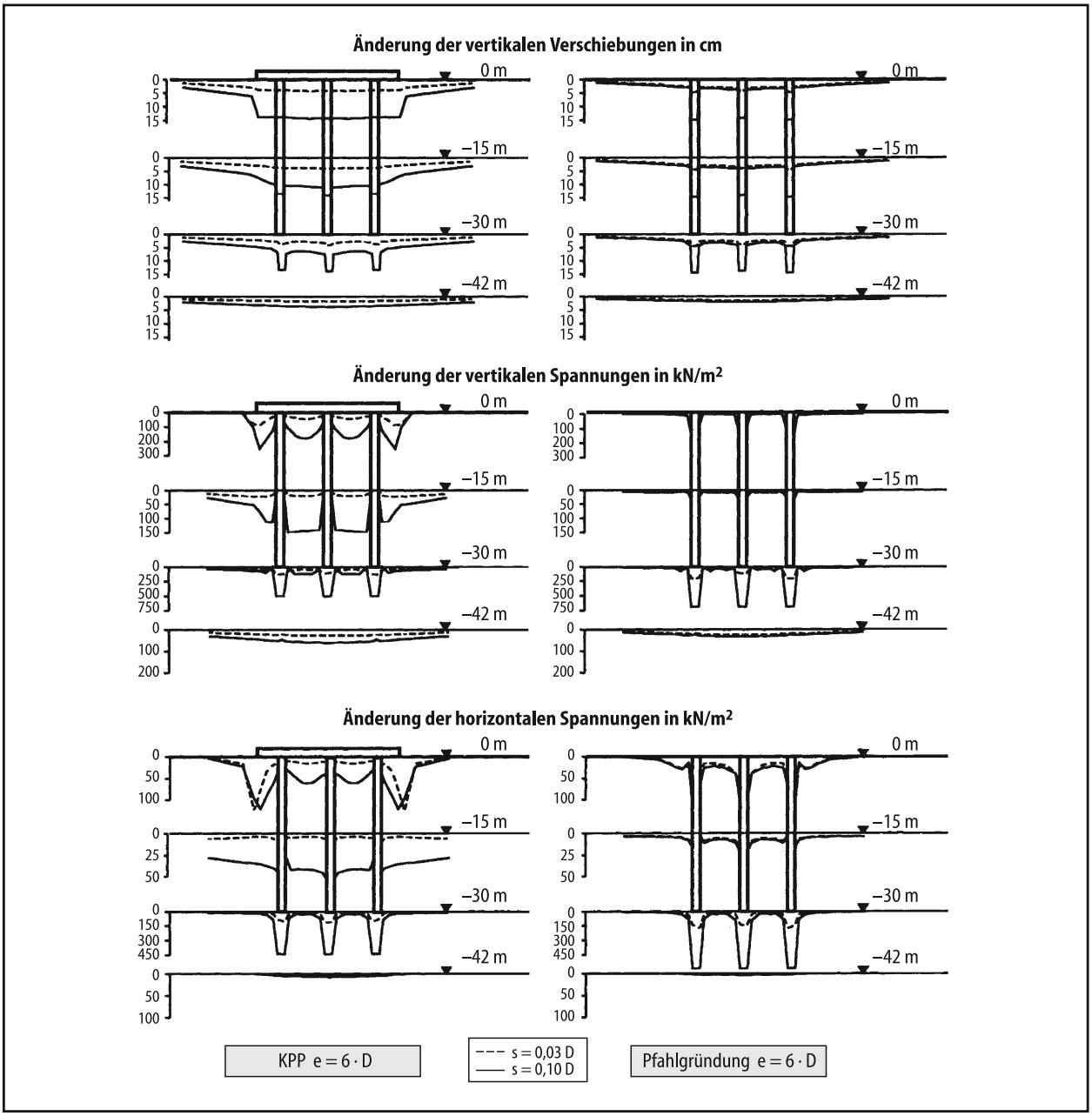

Abb. 3.10-9 Änderung der Setzungen sowie der vertikalen und horizontalen Spannungen unter einer KPP und einer Pfahlgründung mit $e/D = 6$ bei einer Setzung von $s = 0{,}03 \cdot D$ und $s = 0{,}01 \cdot D$

ist i. d. R. unzutreffend und kann zu einer sicherheitsrelevanten Fehleinschätzung der Tragwirkung der KPP insbesondere auch im Hinblick auf die innere Tragfähigkeit der Gründungselemente führen. Erforderlich ist in diesem Fall vielmehr eine verschiebungsabhängige Abbildung des standortabhängigen Pfahlwiderstands [Moormann/Ahner 1999].

Nachweiskonzept

Kennzeichnend für das Konzept der KPP ist die Berücksichtigung der Widerstände der Pfähle und der Platte beim Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit (ULS; engl.: ultimate limit state) wie auch beim Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (SLS; engl.: serviceability limit state) der KPP als Gesamtsystem. Die Grün-

dungskonzeption der Kombinierten Pfahl-Plattengründung löst sich damit vom konventionellen Gründungsentwurf, bei dem nachzuweisen ist, dass die Bauwerklasten entweder vollständig über das flach gegründete, für sich standsichere und gebrauchstaugliche Fundament oder aber vollständig über die Pfähle bei Einhaltung der dabei maßgebenden Sicherheiten in den Baugrund eingeleitet werden. Das in [Katzenbach/König 1999] entwickelte Nachweis- und Sicherheitskonzept für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen bildet die Basis der „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“.

Aufgrund der vergleichsweise komplexen Wechselwirkungen sind Kombinierte Pfahl-Plattengründungen grundsätzlich in die geotechnische Kategorie GK 3 nach DIN 4020 einzuordnen. Hieraus ergeben sich entsprechende Mindestanforderungen an den Umfang und die Qualität der geotechnischen Erkundung, an die Berechnung, den Bau und die Überwachungsmaßnahmen während der Ausführungsphase einer KPP [Katzenbach/König 1999]. Explizit hervorzuheben sind die folgenden *sicherheitsrelevanten Aspekte*:

- Der Entwurf und die Bemessung einer KPP müssen von einem Prüfingenieur für Baustatik und einem „anerkannten Sachverständigen für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht“ im Zuge des Baugenehmigungsverfahrens geprüft werden.
- Die Herstellung einer KPP muss durch eine vom ausführenden Unternehmer unabhängige Person oder Stelle (geotechnische Fachbauleitung) überwacht werden.
- In der Ausführungsphase ist darauf zu achten, dass die Gründungssohle nach den gleichen hohen Qualitätsansprüchen herzustellen ist wie bei einer Flächengründung; insbesondere ist eine Aufweichung der Gründungssohle zu vermeiden, da sonst die rechnerisch vorausgesetzte Mobilisierung der Sohlspannungen unter der Fundamentplatte nicht oder nur eingeschränkt möglich ist.
- Das Tragverhalten und der Kraftfluss innerhalb einer KPP sind in Abhängigkeit von den sich aus dem Baugrund, dem Tragwerk und der Gründung ergebenden Anforderungen nach dem Konzept der Beobachtungsmethode messtechnisch zu überwachen.

3.10.3.3 Stützbauwerke

Stützbauwerke sind Bauwerke, bei welchen der Baugrund im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Gründungsarten nicht unterstützend wirkt, sondern selbst gestützt wird.

Der Widerstand R einer Stützwand ist durch das Materialverhalten begrenzt. Die Einwirkung E nimmt mit zunehmender Verschiebung w vom Erdruhedruck (bei w=0) bis auf den aktiven Erddruck ab (Abb. 3.10-10).

Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) entstehen, wenn die Tragfähigkeit der Stützwand bei dem zugehörigen Erddruck erreicht wird. Das Verhalten ist bei duktilen Systemen gutmütig, da die Schnittgrößen im Tragwerk bei einer Steigerung der Last aufgrund möglicher Umlagerungen nur unterproportional zunehmen. Die Reduktion des Erddrucks (aktiver Wert) ist jedoch mit einer starken Zunahme der Verformungen verbunden, über die bei Verwendung starr-plastischer Modelle nur qualitative Aussagen gemacht werden können.

In den *Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit* (SLS) resultiert der aufnehmbare Erddruck aus der Spannungs- oder Rissbreitenbeschränkung in der Stützwand. Es sind somit nur geringe Verformungen w zulässig; ein höheres Niveau des Erddrucks ist die Folge. Eine Begrenzung der Verformungen w kann auch erforderlich werden, um Schäden an einer Nachbarbebauung zu verhindern.

Im Beispiel (Abb. 3.10-10) ergeben sich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Verwendung von charakteristischen Werten (R_k, E_k) annähernd gleiche Beanspruchungen wie im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Verwendung

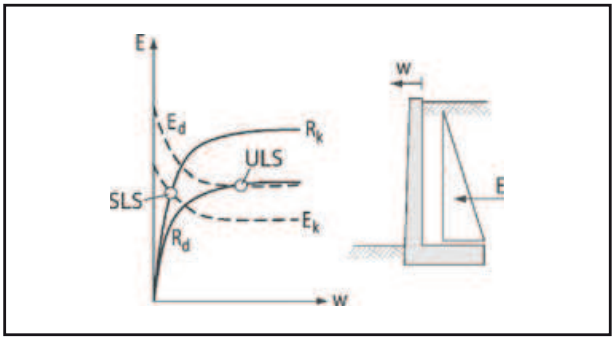

Abb. 3.10-10 Resultierender Erddruck auf eine Stützwand im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

von Bemessungswerten (R_d, E_d), sodass die Gebrauchstauglichkeit bemessungsrelevant wird.

3.10.4 Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

3.10.4.1 Mechanische Modellierung

Das Gesamtsystem aus Baugrund und Tragwerk wird in vielen Fällen in die beiden Teilsysteme *Baugrund* und *Tragwerk* aufgespalten, das Tragwerk des Weiteren in den *Überbau* und die *Gründung*. Die Gesamtheit aus dem Tragwerk und den nichttragenden Einbauten (z. B. leichte Trennwände) bildet das Bauwerk. Im Allgemeinen kann die Baugrund-Tragwerk-Interaktion entweder am Gesamtsystem oder an den gekoppelten Teilsystemen Baugrund und Tragwerk berechnet werden (Abb. 3.10-11).

Das in Gl.-(3.10.7) dargestellte System beschreibt zunächst die entkoppelten Teilsysteme Tragwerk und Baugrund [Zilch/Schneider 1997].

$$\begin{bmatrix} \mathbf{k}_T & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_B \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{w}_T \\ \mathbf{w}_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{p}_T \\ \mathbf{p}_B \end{bmatrix} \tag{3.10.7}$$

mit

$\mathbf{k}_T$, $\mathbf{k}_B$ Steifigkeitsmatrix des Tragwerks bzw. des Baugrunds

$\mathbf{w}_T$, $\mathbf{w}_B$ Knotenverschiebung des Tragwerks bzw. des Baugrunds

$\mathbf{p}_T$, $\mathbf{p}_B$ Lastvektor des Tragwerks bzw. des Baugrunds.

Der Lastvektor des Baugrunds ist i. Allg. gleich null und wird im Folgenden nicht berücksichtigt. Durch die Einführung einer Kompatibilitätsbedingung ($\mathbf{R}_{int}$) in Gl. (3.10.8) an der Schnittstelle Baugrund/Tragwerk werden die Verformungen des Baugrunds an die des Tragwerks gekoppelt, und die zunächst singuläre Gl. (3.10.7) wird als Gesamtsystem lösbar, Gl. (3.10.9).

$$\mathbf{w}_B = \mathbf{R}_{int} \cdot \mathbf{w}_T \tag{3.10.8}$$

$$\begin{aligned} &\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{R}_{int}^T \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{k}_T & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_B \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{I} \\ \mathbf{R}_{int} \end{bmatrix} \cdot \mathbf{w}_T \\ &= \mathbf{k}_{T+B} \cdot \mathbf{w}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{R}_{int}^T \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{p}_T \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} = \mathbf{p}_T \end{aligned} \tag{3.10.9}$$

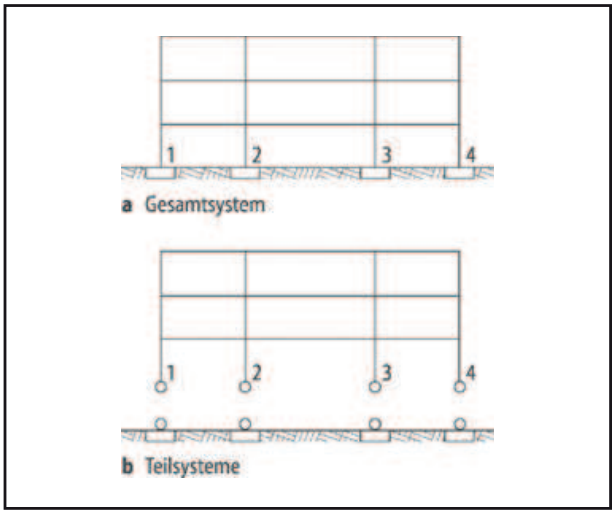

Abb. 3.10-11 Modellbildung in der Baugrund-Tragwerk Interaktion

mit

$\mathbf{I}$ Einheitsmatrix

$\mathbf{R}_{int}$ Kompatibilitätsbedingung.

Die Berechnung am Gesamtsystem ist mit den gängigen Hilfsmitteln bei zeitinvariantem Werkstoffverhalten meist problemlos und schnell durchführbar; es werden im Rahmen der Modellannahmen exakte Ergebnisse geliefert. Die Nachteile bestehen darin, dass das Verfahren keine Zwischenergebnisse in Form von Schnittgrößen und Auflagerkräften für die gekoppelten Teilsysteme liefert. Der Einfluss der Baugrundverformungen auf die Schnittgrößen des Tragwerks ist nicht erkennbar, d. h. eine Interpretation der Endergebnisse ist nur schwer möglich. Häufig ist zur Beurteilung der Sicherheit eine Abschätzung über obere und untere Grenzwerte nötig.

Die Teilsystemberechnung findet iterativ jeweils getrennt an den Systemen Baugrund und Tragwerk mit den Kopplungsbedingungen, Gl. (3.10.10), statt:

$$\mathbf{w}_T = \mathbf{R}_T \cdot \mathbf{w}_{T,red} + \mathbf{R}_{int}^T \cdot \mathbf{w}_B \tag{3.10.10}$$

1. Schritt: Berechnung der Schnittgrößen des Tragwerks und der Auflagerreaktionen unter der Annahme unverschieblicher Auflager, d. h. Vernachlässigung der Baugrundverformung.

$$\mathbf{w}_{T,red} = \left(\mathbf{R}_T^T \cdot \mathbf{k}_T \cdot \mathbf{R}_T\right)^{-1} \cdot \mathbf{R}_T^T \cdot \mathbf{p}_T \tag{3.10.11}$$

2. Schritt: Berechnung der zugehörigen Baugrundverformung infolge der mit Gl. (3.10.11) berechneten Auflagerreaktionen als schlaffe Lasten.

$$\mathbf{w}_B = \mathbf{k}_B^{-1} \cdot \mathbf{R}_{\text{int}} \cdot (\mathbf{p}_T - \mathbf{k}_T \cdot \mathbf{w}_T) \tag{3.10.12}$$

3. Schritt: Berechnung der Schnittgrößen im Tragwerk aufgrund der Baugrundverformung aus Gl. (3.10.12) und Bestimmung der zugehörigen Auflagerreaktionen.

$$\mathbf{w}_{T,red} = \left(\mathbf{R}_T^T \cdot \mathbf{k}_T \cdot \mathbf{R}_T\right)^{-1} \cdot \mathbf{R}_T^T \left(\mathbf{p}_T - \mathbf{k}_T \cdot \mathbf{R}_{\text{int}}^T \cdot \mathbf{w}_B\right) \tag{3.10.13}$$

4. Schritt: Iterative Wiederholung von Schritt 2 und Schritt 3, bis eine ausreichende Genauigkeit erreicht ist.

In der Regel erhält man mit wenigen Iterationszyklen ein für baupraktische Zwecke ausreichend genaues Ergebnis. Der entscheidende Vorteil der iterativen Berechnung besteht darin, dass man anhand der einzelnen Berechnungsschritte die Empfindlichkeit des Tragwerks gegenüber Setzungen ablesen kann, dass geeignete Sicherheitsüberlegungen eingeschlossen werden können und dass zeitabhängiges Verhalten mit einfachen Ingenieurmodellen problemlos einzubeziehen ist.

3.10.4.2 Modellierung des Baugrunds

Setzungen im Baugrund sind nicht unabhängig voneinander, sondern miteinander gekoppelt. Durch die Setzung im Punkt *i* wird auch eine Setzung w_j^i im Auflagerpunkt *j* hervorgerufen; es entsteht eine sog. „Setzungsmulde". Die Steifigkeit der Fundamentgruppe aus Abb. 3.10-11 lässt sich nach dem *Steifemodulverfahren* unter Voraussetzung elastischen Materialverhaltens folgendermaßen beschreiben:

$$\mathbf{k_B} = \begin{bmatrix} w_1^1 & w_1^2 & w_1^3 & w_1^4 \\ w_2^1 & w_2^2 & w_2^3 & w_2^4 \\ w_3^1 & w_3^2 & w_3^3 & w_3^4 \\ w_4^1 & w_4^2 & w_4^3 & w_4^4 \end{bmatrix}^{-1} \tag{3.10.14}$$

Dabei ist $w_i^j = w_j^i$ die Setzung im Punkt *i* infolge einer im Punkt *j* angreifenden Last vom Betrag eins. Zur Ermittlung dieser Setzungen s. 4.3 sowie [DGEG 1993].

Die Kopplung auf den Nebendiagonalgliedern klingt mit zunehmender Entfernung zwischen den Auflagern ab und kann i. d. R. vernachlässigt werden, wenn der Abstand der Fundamente die zweifache Dicke der kompressiblen Bodenschicht übersteigt. Daher ist es i. Allg. möglich, den Baugrund durch eine Federlagerung mit unabhängigen Federn nach dem *Bettungsmodulverfahren* zu idealisieren, Gl. (3.10.15) (zum Steife- bzw. Bettungsmodulverfahren s. 4.3). Es entsteht ein Setzungsgraben.

$$\mathbf{k_B} = \begin{bmatrix} w_1^1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & w_2^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & w_3^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & w_4^4 \end{bmatrix}^{-1} \tag{3.10.15}$$

Bei kontinuierlich gebetteten Platten oder Balken ist dieses Vorgehen ebenfalls möglich, die Berücksichtigung der Kopplung ist allerdings numerisch relativ aufwändig, da die Steifigkeitsmatrix keine Bandstruktur besitzt. Eine Modellierung mit entkoppelten Federn (Winklerscher Halbraum, Bettungsmodulverfahren) ist durchaus eine geeignete Art, den Baugrund zu idealisieren. Sie liefert ausreichend genaue Ergebnisse, wenn die Steifigkeit der Fundamentplatte gering ist und die Platte durch Einzellasten beansprucht wird. Unter Gleichlast hingegen ergibt sich als Setzungsfigur bei einer über die Gründungsfläche konstanten Federsteifigkeit lediglich eine Starrkörperverschiebung. In der Platte entstehen rechnerisch keine Schnittgrößen, was realitätsfern ist. Eine Verbesserung der Modellierung lässt sich durch die Wahl eines an den Plattenrändern erhöhten Bettungsmoduls erreichen. Mit einem iterativen Vorgehen unter der Verwendung von Federn mit ortsabhängiger Steifigkeit lässt sich die Qualität der Modellierung verbessern (Abb. 3.10-12).

3.10.4.3 Sicherheitstheoretische Aspekte

Die Untersuchung des gekoppelten Systems aus Baugrund und Tragwerk kann, wie gezeigt, am Gesamtsystem oder an Teilsystemen erfolgen. Die Streuung der Baugrundeigenschaften wird in die-

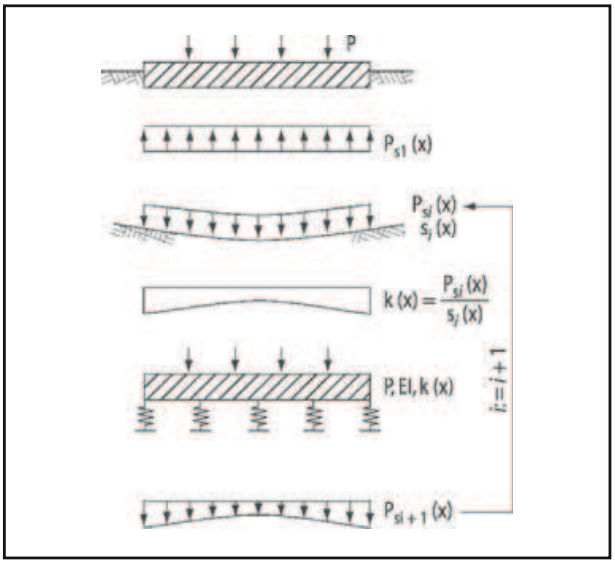

Abb. 3.10-12 Iteratives Vorgehen zur Bestimmung ortsabhängiger Federsteifigkeiten (nach [Zilch 1993a])

sen beiden Methoden auf unterschiedliche Weise berücksichtigt. Bei der Gesamtsystemberechnung ist der Baugrund Teil des statischen Systems, die Steifigkeit des Baugrunds gehört zum Systemwiderstand. Bei der Betrachtung von Teilsystemen werden die Verformungen als Zwängungen betrachtet, das Verhalten des Baugrunds damit der Einwirkungsseite zugeschlagen. Dies hat Folgen für das *Sicherheitskonzept*:

Während Setzungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit i. d. R. als Bemessungswerte und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als charakteristische Werte angesetzt werden, geht dieses Sicherheitselement bei der Gesamtsystembetrachtung verloren, wenn die Baugrundeigenschaften mit Mittelwerten in die Berechnung eingeführt werden. Um ein vergleichbares Sicherheitsniveau zu erreichen, ist es erforderlich, die Baugrundsteifigkeit unter Berücksichtigung von globalen und lokalen Streuungen in die Berechnung aufzunehmen. Ein Beispiel hierfür zeigt Abb. 3.10-13 (vgl. hierzu 1.6).

3.10.4.4 Vereinfachtes Vorgehen in der Praxis am Beispiel der Flachgründung

Die realitätsnahe Erfassung der Interaktion ist nur mit großem Berechnungsaufwand und nur mit numerischen Methoden, also EDV-gestützt, möglich. Für eine praxisnahe Untersuchung ist dies häufig nicht erforderlich. Im Folgenden wird daher eine in vier Stufen geordnete Systematik vorgestellt, mit der die Baugrund-Tragwerk-Interaktion unter gegebenen Randbedingungen mit vereinfachten Berechnungsmodellen berücksichtigt werden kann [NABau 1992] (Abb. 3.10-14).

Stufe 0

Im einfachsten Fall bleibt die Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk völlig unberücksichtigt. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt unter Annahme einer starren Auflagerung des Tragwerks nach Gl. (3.10.11). Die sich hieraus ergebenden Sohlspannungen werden mit zulässigen Werten verglichen, die ein Versagen des Baugrunds infolge Grundbruch ausschließen und Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen hervorrufen, die erfahrungsgemäß als unschädlich für das Tragwerk angesehen werden.

Voraussetzung für die Wahl dieser Modellierungsstufe ist bei Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit,

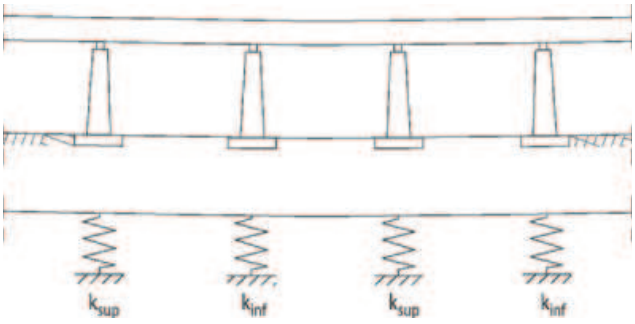

Abb. 3.10-13 Variation der Baugrundsteifigkeit bei einem Durchlaufträger

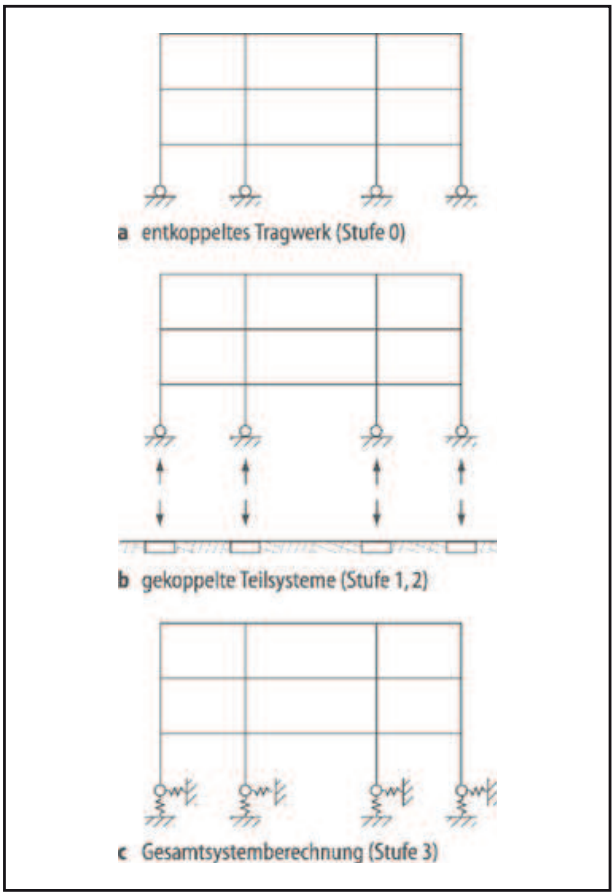

Abb. 3.10-14 Modelle zur Berechnungsvereinfachung [NABau 1992]

– dass entweder das Tragwerk setzungsunempfindlich ist oder
– dass der Baugrund sehr steif ist und die Setzungen absolut sehr klein bleiben und damit auch Setzungsdifferenzen vernachlässigt werden können.

Beim Nachweis der Tragfähigkeit muss das Tragwerk eine ausreichende plastische Verformungsfähigkeit besitzen, d. h. im maßgebenden Versagensmechanismus setzungsunempfindlich sein.

Der Einsatz rechnerischer Modelle der Modellierungsstufe 0 ist im Hochbau bei vergleichsweise einfachen Tragsystemen üblich. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte sich die Anwendung auf Systeme mit geringer Steifigkeit beschränken, im Grenzfall auf statisch bestimmte. Bei hochgradig statisch unbestimmten steifen Systemen oder Tragwerken mit ungleichmäßiger Steifigkeitsverteilung können die Verformungen des Baugrunds zu erheblichen Umlagerungen der Schnittgrößen im Tragwerk führen, die rechnerisch erfasst werden müssen.

Stufe 1

In Stufe 1 werden zunächst – analog zum Vorgehen in Stufe 0 – die Schnittgrößen des Überbaus, d. h. des Tragwerks bei unverschieblicher Gründung, ermittelt. Für die sich dabei ergebenden Reaktionen wird das Teilsystem Baugrund berechnet, und die sich dabei ergebenden Setzungen werden nach Gl. (3.10.12) bestimmt. Bei der Ermittlung der Setzungen wird die Rückwirkung der Überbausteifigkeit nicht berücksichtigt. Es erfolgt nun der Nachweis, dass die sich dabei ergebenden Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen für das Tragwerk unschädlich sind.

Stufe 2

Anders als bei Stufe 1 werden bei einer zur Stufe 2 zu zählenden Verfahrensweise die ermittelten Verformungen der Gründungssohle in Form der berechneten Setzungsdifferenzen dem Überbau als Lastfall aufgezwungen und die Schnittgrößen im Tragwerk erneut nach Gl. (3.10.13) bestimmt. Damit wird in der Modellierungsstufe 2 die Rückwirkung des Überbaus auf die Gründungsverformungen berücksichtigt. Der aus diesen Zwangseinwirkungen resultierende Beanspruchungszustand ist in der Bemessung sowohl beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit als auch beim Nachweis der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Die Modellierungsstufe 2 stellt gegenüber der Stufe 3 eine sinnvolle Vereinfachung dar, wenn die Nichtberücksichtigung der Gründungsentlastung durch das Tragwerk und die zu hohen im Tragwerk eingerechneten Setzungen nicht zu spürbarer Unwirtschaftlichkeit führen.

Stufe 3

Die Modellierungsstufe 3 beinhaltet die vollständige rechnerische Abbildung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Hierzu wird entweder ein Gesamtmodell geschlossen berechnet und nachgewiesen, oder es erfolgt eine iterative Lösung unter Anwendung zweier Teilmodelle für Baugrund und Tragwerk (im Prinzip iteratives Anwenden eines Modells der Stufe 2).

Eine Orientierungshilfe für die Wahl einer geeigneten Modellierungsstufe für ein gegebenes Bauwerk ergibt sich aus der Systemsteifigkeit k. Für flach gegründete Systeme mit rechteckiger Sohlfläche lässt sich dieser Kennwert als Verhältnis der Steifigkeit des Tragwerks und der Steifigkeit des Baugrunds darstellen:

$$k = \frac{E_T\ I_T}{E_S\ l^3 b}\eta \qquad (3.10.16)$$

mit

E_T, I_T Steifigkeit des Tragwerks
l, b Länge und Breite des Tragwerks
E_S Steifemodul des Baugrunds
η Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Verhältnisses b/l und der Dicke der kompressiblen Bodenschicht(en) nach DIN 4018.

Die effektive Steifigkeit des Tragwerks ergibt sich als Summe der Steifigkeiten von Gründung und Überbau, im einfachsten Fall aus der Summe der Biegesteifigkeiten der Fundamentplatte und der Deckenplatten bzw. der Riegel des Überbaus, wobei der erste Anteil bei Einzelfundamenten verschwindet. Eine Abschätzung unter Berücksichtigung der Rahmenwirkung erhält man mit der Gleichung von Meyerhof [Schultze 1955].

Nach [NABau 1992] kann für k≥0,1…0,5 von einem starren Tragwerk und einer Sohlspannungsverteilung nach Boussinesque ausgegangen werden. Rechnerisch ergeben sich hierbei unendlich Spannungsspitzen an den Fundamenträndern, die umgelagert werden müssen. Für k≥0,001…0,003 kann von einem schlaffen Tragwerk ausgegangen werden. Für Zwischenwerte ist eine Berücksichtigung der Interaktion zweckmäßig.

3.10.4.5 Verformungsgrenzen des Tragwerks

Unabhängig von der gewählten Modellierungsstufe erfordert der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit die Kenntnis der vom Tragwerk aufnehmbaren zulässigen Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen. Hier werden Hinweise zur Festlegung der Verformungsgrenzen eines Tragwerks gegeben.

Zunächst ist der Begriff „Setzung“ zu definieren (Abb. 3.10-15). Die Setzungen eines Tragwerks mit den Einzelsetzungen s_i lassen sich aufteilen in die Starrkörperverschiebung s_{sk}, die Starrkörperverdrehung Φ_{sk} und eine Verkrümmung, die sich durch eine spannungserzeugende Setzungsdifferenz Δs beschreiben lässt. Zur Bestimmung von Setzungsdifferenzen Δs sind mindestens drei Auflagerpunkte erforderlich. Da sich Δs aus der Differenz der stark streuenden absoluten Setzungen s_i ergibt, ist die Unsicherheit bei der Bestimmung der Setzungsdifferenz erheblich größer als bei der Ermittlung der absoluten Setzungen. Vielfach wird die Setzungsdifferenz daher in Abhängigkeit von der maximal aufnehmbaren Setzung angegeben, was jedoch nur Sinn macht, wenn die planmäßigen Setzungen (d. h. die stochastischen Mittelwerte) in den Unterstützungen annähernd gleich sind. Dies ist z. B. bei der Kombination von Streifen- mit Einzelfundamenten zu überprüfen.

Die von einem Biegeträger (Abb. 3.10-16) aufnehmbaren Setzungen können allgemein nach dem Prinzip der virtuellen Kräfte bestimmt werden (l ist auf die halbe Trägerlänge bezogen):

$$\Delta s = \int (\kappa\,\overline{M} + \gamma\,\overline{Q})\,dx \qquad (3.10.17)$$

mit

κ = M/(E I) Krümmung
γ = Q/(G A_Q) Schubverzerrung.

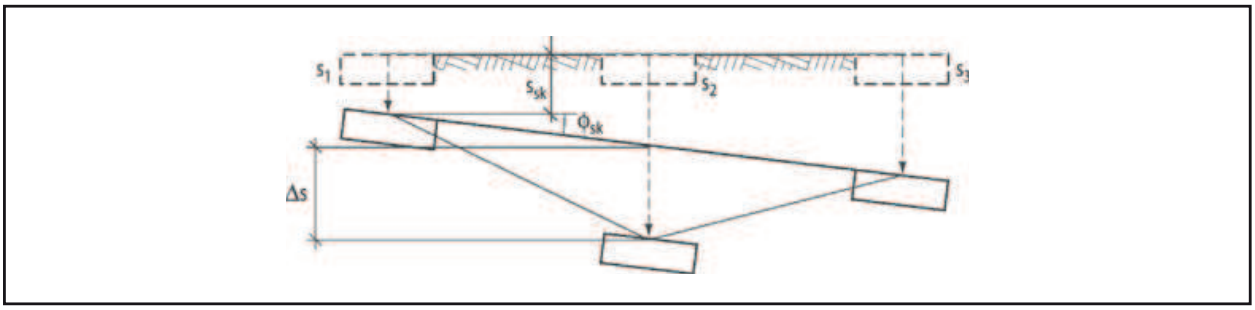

Abb. 3.10-15 Definition der Setzung

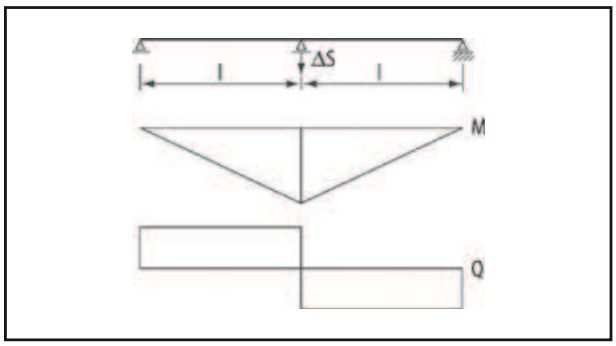

Abb. 3.10-16 Ermittlung der aufnehmbaren Verformungen am Zweifeldträger

Mögliche Grenzwerte der Durchbiegung ergeben sich für linear elastische Werkstoffe aus dem Erreichen der Zugfestigkeit am Querschnittsrand oder der aufnehmbaren Schubspannungen in der Schwerachse. Die Zugfestigkeit kann durch die Bruchdehnung des Baustoffs ε_{krit} beschrieben werden. Daraus folgt die maximal zulässige Krümmung $\kappa_{krit}=2\varepsilon_{krit}/h$ bzw. die maximale Schubverzerrung $\gamma_{krit}=2\varepsilon_{krit}$. Damit ergibt sich zur Vermeidung von Biegerissen, Gl. (3.10.18), bzw. Schubrissen, Gl. (3.10.19), für einen zweifeldrigen schubweichen Balken eine zulässige Setzungsdifferenz von

$$\frac{\Delta s}{l\cdot\varepsilon_{krit}}=\frac{2}{3}\cdot\frac{l}{h}\left[1+3\cdot\frac{h^2}{l^2}\cdot\frac{EI}{GA_Q\cdot h^2}\right] \qquad (3.10.18)$$

$$\frac{\Delta s}{l\cdot\varepsilon_{krit}}=2+\frac{2}{3}\cdot\frac{GA_Q\cdot h^2}{EI}\cdot\frac{l^2}{h^2} \qquad (3.10.19)$$

Die Grenzkurven der maximal aufnehmbaren Setzungen $\Delta s/l$ verschiedener Querschnitte sind in Abb. 3.10-17 in Abhängigkeit der Bruchdehnung ε_{krit} und der Schlankheit l/h dargestellt. Bei verschiedenen Baustoffen sind zusätzliche Überlegungen erforderlich:

Stahlbeton

Bei Betonwänden lässt sich durch Anordnung einer Mindestbewehrung auch nach einem lokalen Überschreiten der Zugfestigkeit die Breite der entstehenden Risse auf zulässige Werte beschränken (vgl. 3.3).

In Abb. 3.10-18 sind die aufnehmbaren Setzungsdifferenzen $\Delta s/l$ eines zweifeldrigen Stahlbetonträgers, Schlankheit $\lambda=l/h=20$, Durchmesser der Längsbewehrung 16 mm, unter der Querlast $\nu=8\ M_{Grenz}/(q\cdot l^2)=1{,}5$ in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades ρ im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angegeben. Der Knick in der Linie der Tragfähigkeit kennzeichnet den Übergang von Stahl- zu Betonversagen. Bei hohen Bewehrungsgraden wird die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr maßgebend. Die Verformbarkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nimmt wegen der reduzierten Rotationsfähigkeit wieder ab.

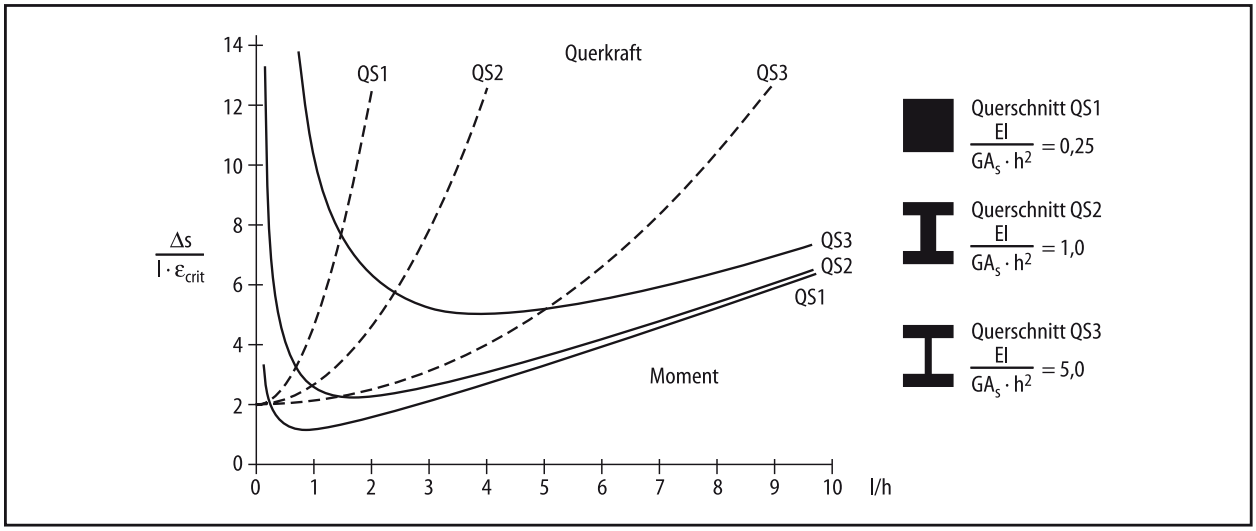

Abb. 3.10-17 Elastische Grenzkurven der aufnehmbaren Setzungen für verschiedene Querschnitte

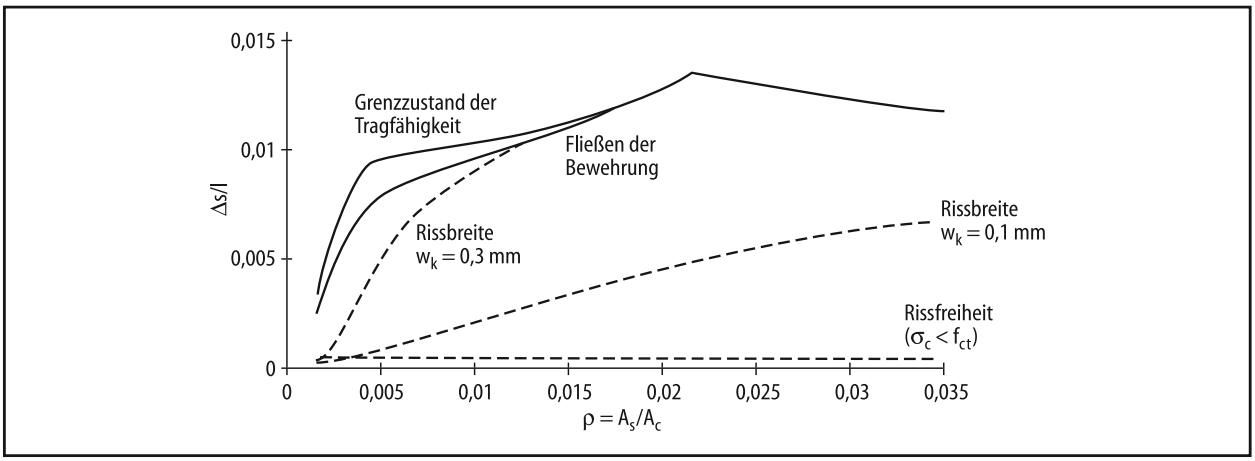

Abb. 3.10-18 Verformungsfähigkeit unter Querlast in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades

Mauerwerk

Das Tragverhalten von Mauerwerkswänden lässt sich wegen der anisotropen Struktur wesentlich schwieriger bestimmen. Aufnehmbare Zugspannungen bzw. Dehnungen sind in hohem Maße von der vertikalen Auflast abhängig. Daher sind insbesondere gering belastete oder nichttragende Wände sehr empfindlich gegenüber Setzungen.

Die aus elastischen Berechnungen resultierenden Grenzwerte lassen sich in der Praxis kaum einhalten. Allerdings beobachtet man vielfach auch bei ihrer Überschreitung keine nennenswerte Schädigung. Dies ist auf einige in den vorstehenden Ableitungen nicht berücksichtigte Tragwirkungen zurückzuführen. In der Regel ist die Längsdehnung an der Unterkante der Wand durch ein Zugband behindert (Deckenplatte oder Streifenfundament). Bei gedrungenen Wänden führt dies bei einer Muldenlagerung ab einer bestimmten Verformung zu einem Abheben der Wand von der Unterstützung in Feldmitte und der Ausbildung eines Gewölbes (Abb. 3.10-19) [Mayer/Rüsch 1967]. Aus diesem Mechanismus lässt sich die deutlich größere Empfindlichkeit einer Sattellage gegenüber einer Muldenlage erklären.

Aufgrund der komplexen Zusammenhänge greift man oft auf pauschale Grenzwerte für die zulässigen Verformungen zurück. Diese sind aus vereinfachten Berechnungen oder aus der Beobachtung und statistischen Auswertung realer Schadensfälle gewonnen. Sie weisen eine große Bandbreite auf (Tabelle 3.10-1). Wegen der geringen Differenzierung sind diese Grenzen bei einer Anwendung jedoch genau zu hinterfragen.

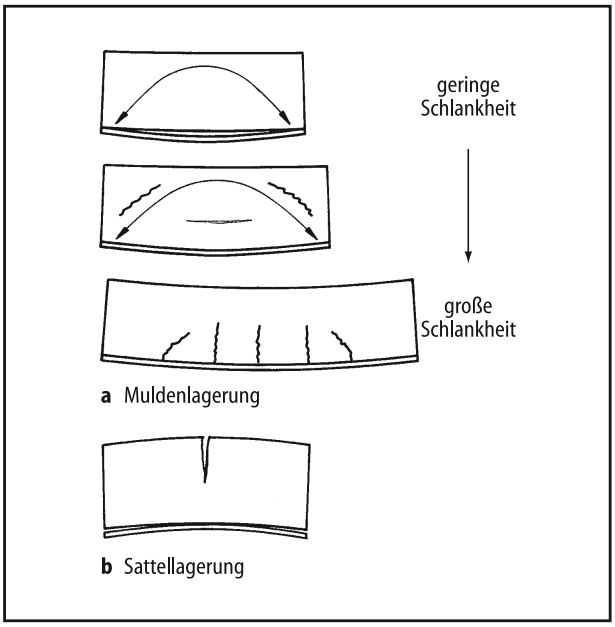

Abb. 3.10-19 Rissformen in Wänden

Es muss beachtet werden, dass Grenzwerte für aufnehmbare Setzungsdifferenzen nur für Tragwerke mit gleichmäßiger Steifigkeitsverteilung angegeben werden können. Bei Systemen mit stark unterschiedlicher Steifigkeit konzentrieren sich die auftretenden Setzungen in den weicheren Bereichen des Tragwerks, dabei können z. B. im Bereich von Türöffnungen Probleme entstehen.

Tabelle 3.10-1 Empfohlene Grenzsetzungen $l/\Delta s$ für lotrecht belastetes Mauerwerk

	Setzungs-mulde	Setzungs-sattel
Mayer/Rüsch 1967	1/300	–
Burland/Wroth 1974	1/1000	1/1000
DGEG 1993	1/300	1/600
Dulácska 1992	1/500	1/1000
Pfefferkorn 1994	1/1000	1/1000

3.10.5 Beispiele

3.10.5.1 Vergleichsrechnung einer Tiefgarage mit und ohne Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Die in [Zilch 1993b] untersuchte Tiefgarage mit quadratischem Grundriss ist auf Streifenfundamenten (Umfassungswände) und Einzelfundamenten (Innenstützen) mit gleichmäßigem Stützenraster auf einem Sandboden gegründet (Abb. 3.10-20). Der Überbau besteht aus einer Ortbetondecke.

Die gesamte Last aus dem Tragwerk wird in kurzer Zeit auf das Gebäude aufgebracht, so dass zeitabhängige Effekte in der Berechnung vernachlässigt werden können. Die Berechnung wird ohne Berücksichtigung einer Interaktion für g+p auf der Stufe 0 und mit einer vollständigen Iteration (Stufe 3) durchgeführt. Durch die Berücksichtigung der Interaktion verkleinert sich die Belastung der äußeren Stützenreihen, die der inneren Stützenreihen vergrößert sich um etwa 10%. In Abb. 3.10-20 ist zu erkennen, dass sich bei den Einzelfundamenten beachtliche Differenzsetzungen zwischen Stufe 0 und Stufe 3 einstellen, die eine zusätzliche Zwangsbeanspruchung für das Tragwerk bedeuten. Dieses ist bereits durch die Kombination unterschiedlicher Gründungsarten – gering belastete Streifenfundamente und hoch belastete Einzelfundamente – großen Differenzsetzungen ausgesetzt.

In den Grenzzuständen der Tragfähigkeit können sich die Momente unter Ausnutzung plastischen Tragverhaltens aufgrund der Rotationsfähigkeit des Tragsystems wieder in den bei der Bemessung angesetzten Zustand umlagern. In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit sind Schnittkraftumlagerungen kaum möglich; es können somit große Spannungsspitzen im Tragwerk entstehen. Der Einfluss der Baugrund-Tragwerk-Interaktion sollte daher im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden.

3.10.5.2 Schadensfall einer Tiefgarage eines Bürogebäudes

Der von [Fritsche 1997] untersuchte Schadensfall einer Tiefgarage zeigt, dass die Berücksichtigung der Interaktion zwischen Tragwerk und Baugrund im

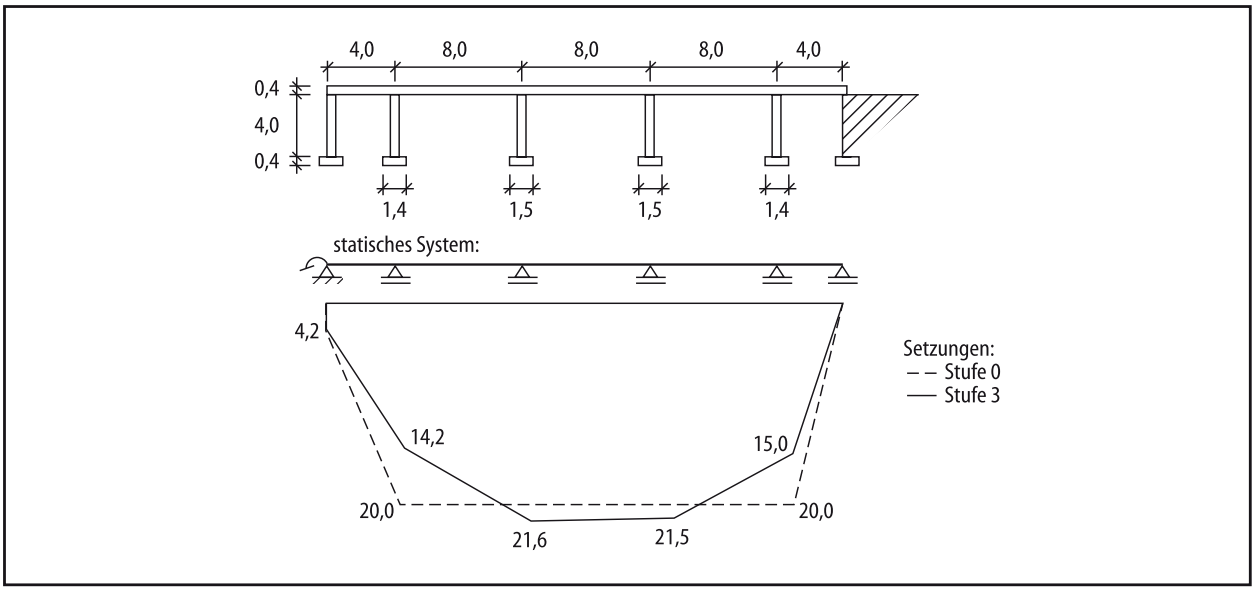

Abb. 3.10-20 Statisches System und Setzungsfigur der Tiefgarage [Zilch 1993b]

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von entscheidender Bedeutung sein kann. Zur Sicherstellung der Wasserdichtigkeit sollte die Tiefgarage des Bürogebäudes ursprünglich als Weiße Wanne ausgebildet werden, tatsächlich wurde folgendes ausgeführt:

Die Lasten aus dem Tragwerk wurden mit einer Flachgründung mit Einzelfundamenten in den Baugrund abgeleitet (Abb. 3.10-21). Mit dem Hintergedanken, auftretende Risse in der Bodenplatte nachträglich planmäßig zu verpressen, wurde jedoch auf das Einlegen der normativ erforderlichen *Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung* verzichtet. Bereits kurz vor Fertigstellung des Gebäudes zeigten sich bis zu 1,0 mm breite Risse in der Bodenplatte. Das Verpressen blieb ohne Erfolg, da sich die Risse mit Änderung des Wasserdrucks wieder öffneten.

Ursachen dieses Schadensfalles waren – neben konstruktiven Mängeln in der Bauausführung – hauptsächlich die Nichtbeachtung der Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk. Bei der statischen Berechnung der Gründung wurde die Bodenplatte ausschließlich auf Wasserdruck bemessen. Die konstruktiv erzwungenen Mitnahmesetzungen aus den Einzelfundamenten wurden nicht berücksichtigt (Abb. 3.10-21). Das Vernachlässigen der Verträglichkeiten führt bereits unter Gebrauchslasten zur Bildung einer Fließgelenkkette in der Bodenplatte, wodurch die rissverteilende Wirkung der Bewehrung verlorengeht. Eine erfolgreiche Rissbreitenbeschränkung ist in diesem Zustand unmöglich.

Die Tragfähigkeit des Gebäudes war zu keiner Zeit eingeschränkt, da die Stützenlasten rechnerisch ausschließlich durch die Einzel- bzw. Streifenfundamente abgetragen werden und die Bodenplatte in der Lage ist, den anstehenden Wasserdruck aufzunehmen. Die statische Modellierung des Tragwerks ist im Sinne der Plastizitätstheorie durchaus richtig, ermöglicht aber keine Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit.

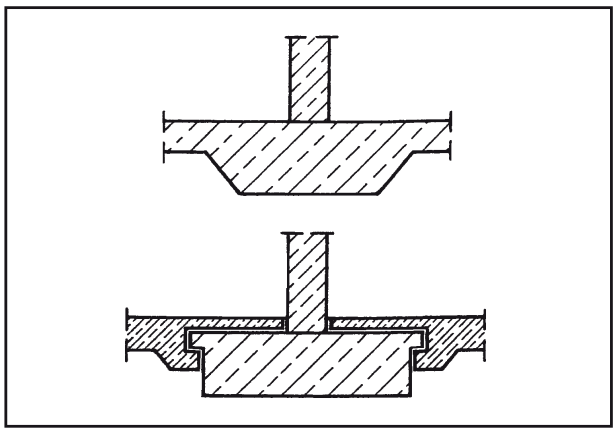

Abb. 3.10-21 Anschluss der Bodenplatte an die Stützenfundamente [Fritsche 1997]

Abkürzungen zu 3.10

KPP	Kombinierte Pfahl-Plattengründung
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
BTI	Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Literaturverzeichnis Kap. 3.10

Burland JB, Wroth CP (1974) Settlement of buildings and associated damage; state-of-the art review. In: Proc. of the Conf. of the Settlement of Strucures, Cambridge, Pentech. Press, London, S 611–654

DGEG (Hrsg) (1993) Empfehlungen „Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen“ – EVB. Ernst & Sohn, Berlin

DGGT (Hrsg) (2006) Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. Ernst & Sohn, Berlin

DIN 1054: 2010-12

DIN EN 1997-1: 2009-09

Dulácska E (1992) The structures, soil settlement effects on buildings. Developements in geotechnical engineering. Elsevier, Amsterdam (Niederlande)

EA Pfähle (2011) Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT). Ernst & Sohn, Berlin

Fritsche T (1997) Praxisorientierter Einsatz nichtlinearer Schnittgrößenberechnung. In: Massivbau heute und morgen – Anwendungen und Entwicklungen. Münchner Massivbau-Seminar 1997. TU München

Gudehus G (1968) Gedanken zur statistischen Bodenmechanik. Der Bauingenieur 43 (1968) S 320–26

Hanisch J, Struck W (1997) Estimation of the characteristic value of a soil property based on random sampling results and additional information. In: Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, 06.–12.09.1997, S 503–506

Katzenbach R, König G (1999) Besondere sicherheitstechnische Aspekte zum Entwurf, der Bemessung und dem Bau Kombinierter Pfahl-Plattengründungen (KPP). In: Mitt. Inst. u. Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, H 47

Mayer H, Rüsch H (1967) Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H 193. Ernst & Sohn, Berlin

Moormann Ch, Ahner C (1999) Beispiele für den Entwurf und die Berechnung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP). In: Mitt. Inst. u. Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, H 47

NABau, Koordinierungsausschuß Sicherheit (1992) Baugrund-Tragwerk-Interaktion Flachgründungen. Bericht der Ad-hoc-Gruppe „Baugrund-Tragwerk-Interaktion“

Pfefferkorn W (1994) Rißschäden an Mauerwerk. In: Reihe „Schadenfreies Bauen“, Bd 7. IRB-Verlag, Stuttgart

Reitmeier W (1989) Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise. In: Floss R (Hrsg) Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, H 13

Schultze E (1955) Neuere Forschungen über Gründungen und ihre Anwendung auf den Entwurf. Der Bauingenieur 30 (1955) S 260–263

von Soos P (1996) Die Rolle des Baugrunds bei Anwendung der neuen Sicherheitstheorie im Grundbau. Geotechnik 13 (1996) S 82–91

Zilch K (1993a) Soil-structure interaction. In: Comité Euro-International du Béton (Hrsg) Safety and performance concepts Lausanne. Bulletin d’Information No 219

Zilch K (1993b) Verfahren für die Berechnung der Interaktion von Baugrund und Bauwerk. Der Prüfingenieur (1993) H 3

Zilch K, Schneider R (1997) Verfahren für die Beschreibung der Interaktion von Baugrund und Tragwerk. In: Mitt. Inst. u. Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, H 38

Normen

DIN 1054: Baugrund – Zulässige Belastung des Baugrundes (11/1976)

DIN 4018: Baugrund – Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen (09/1974)

DIN 4020: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke (10/1990)

ISO 4356: Grundlagen für die Beschreibung von Tragwerken; Formänderungen von Gebäuden (durch äußere Einflüsse) in bezug auf die zulässige Grenze hinsichtlich der Benutzbarkeit (11/1977)