

Ertüchtigung von Massivbauwerken als Herausforderung - Bestandsanalyse, Tragsicherheitsuntersuchung und Instandsetzung

Ralf Gastmeyer, Beratender Ingenieur, Berlin

1 Vorbemerkungen

Die in Deutschland vorhandene Bausubstanz besteht zu einem überwiegenden Teil aus Massivbauwerken. Dies gilt sowohl für den Hochbau, den Brückenbau als auch den Verkehrswasserbau.

Für den Brückenbau ist das folgende, von der BASt im Jahr 2008 veröffentlichte Bild besonders aufschlussreich, welches die Altersstruktur der Bundesfernstraßenbrücken, getrennt für die Ländergruppen Ost und West jeweils bezogen auf die Brückenfläche in Mio. m² zeigt (Bild 2). Demnach bilden die Brücken der Baujahre 1965 bis 1984 einen Anteil von weit über 50 %.

Interessant im Zusammenhang mit der Altersstruktur der Bundesfernstraßenbrücken ist die Verteilung der Zustandsnoten nach RI-EBW-PRÜF und deren zeitliche Entwicklung. Hierzu wurde von der BASt die folgende Grafik veröffentlicht, die eine überwiegende Beurteilung des Brückenbestands mit den Zustandsnoten 2,0 bis 2,9, d. h. mit befriedigendem und noch ausreichendem Bauwerkszustand, zeigt (Bild 3). Tendenziell ist aus dieser Grafik eine deutliche Verschlechterung der Zustandsnotenverteilung zu erkennen. Während der Flächenanteil in der Klasse 1,0 bis 1,4 von 2001 bis 2004 stark abgenommen hat, ergaben sich deutliche Zuwächse in den Klassen 2,5 bis 2,9 und 3,0 bis 3,4.

Aus der Verschlechterung des baulichen Zustands der Massivbrücken ergibt sich, dass allein deren Instandsetzung ein immer stärker werdendes Gewicht erhält. Dies zeigt auch die Entwicklung der Ausgaben in den letzten 5 Jahren für die Brückenerhaltung (Bild 4). Diese Feststellung verschärft sich, wenn man sich die zu erwartende Steigerung der Beanspruchung aus der Zunahme des Verkehrs im vereinten Europa vergegenwärtigt. Deshalb gehen Prognosen der BASt für die zukünftigen Aufwendungen zum Erhalt der Bundesfernstraßenbrücken von etwa 600 Mio. Euro/Jahr aus.

Für den Verkehrswasserbau zeigen die von der BAW veröffentlichten Bestandsdaten ebenfalls einen wachsenden Bedarf an der Sanierung vorhandener Massivbauwerke. So sind beispielsweise ein Viertel der westdeutschen Schleusen älter als 80 Jahre, der für Bauwerke dieser Art normativ vorgegebenen Nutzungsdauer. Bei den Bauwerken in Ostdeutschland sind es sogar 60 % der Schleusen, von denen im folgenden Bild einige typische Konstruktionsbeispiele dargestellt sind (Bild 5).

Die zunehmende Bedeutung der Instandsetzungsplanung im Hochbau geht allein aus der neu herausgegebenen DBV-Merkblattreihe „Bauen im Bestand“ hervor, die sich mit Fragen zur Baustoffklassifizierung sowie zur Sicherheit und Erhaltung von Gebäuden befasst.

Im Rahmen dieses Vortrags soll anhand zweier Beispiele auf die einzelnen Schritte zur Instandsetzung von Massivbauwerken eingegangen werden. Hierbei steht an erster Stelle die Bestandsaufnahme einschließlich der Schadens Erfassung und Beurteilung der Tragsicherheit. Ist die Bestandsaufnahme abgeschlossen, muss entschieden werden, ob und in welchem Maße eine Instandsetzung wirtschaftlich ist, oder ob nicht z. B. eine Ersatzinvestition durchgeführt werden sollte. Wenn die technische und die wirtschaftliche Entscheidung gefallen ist, folgt die eigentliche Instandsetzung.

Die beiden ersten Schritte – Bestandsaufnahme und Tragsicherheitsuntersuchung – werden am Beispiel der Hafenschleuse Hannover-Linden dargestellt. Anschließend werden die Maßnahmen zur Instandsetzung des Stahlbetontragwerks eines Berliner Bürohochhauses erläutert.

2 Bestandsaufnahme und -bewertung der Hafenschleuse Hannover-Linden

Bauwerksbeschreibung

Die Hafenschleuse Hannover-Linden wurde im Rahmen des Mittellandkanalbaus und des davon abzweigenden Stichkanals in den Jahren 1906 bis 1916 als Einkammerschleuse in Massivbauweise errichtet. Das Schleusenbauwerk verfügt über eine nutzbare Kammerlänge von 85,0 m, eine lichte Kammerweite von 10,0 m und eine Hubhöhe bei Normalwasserspiegellage von 8,0 m (Bild 6).

Beidseitig der Schleusenkammer sind insgesamt zwei offene Sparbecken angeordnet, die mit einer 40 cm dicken, durch Betonplatten abgedeckten Tondichtung ausgebildet sind. Über das Unterhaupt der Schleuse führt eine Straßenbrücke, die gleichzeitig als Anschlag für das Unterhaupttor dient. Seitlich des Unterhauptes befindet sich ein Pumpenhaus (Bild 7).

Die Schleusenhäupter und -kammer wurden als flach gegründete Stahlbetonrahmen ausgeführt, die voneinander durch Dehnungsfugen getrennt sind. Des Weiteren sind die Kammerwände durch Dehnungsfugen in je drei Abschnitte unterteilt. Die Dehnungsfugen sind bezogen auf die Schleusenachse nicht symmetrisch angeordnet, weil die beiden Kammerwände unterschiedliche Längen aufweisen.

Die geneigte Außenseite der Kammerwände wurde oberhalb der Sparbeckensohlen mit Pfeilerförmigen Wandvorlagen ausgebildet, welche als Auflager für die Bogenkonstruktion der Schleusenplattform dienen.

Die Zusammensetzung des Betons der Schleusenhäupter und -kammern wurde den vorliegenden Bestandsunterlagen entnommen. Demnach verfügt der Beton über einen Zementgehalt von etwa 290 bis 340 kg/m² und einen Wasserzementwert von über 0,7. Gemäß diesen Werten ist der Altbeton als wasserdurchlässig und nicht frostbeständig einzustufen.

Bauzustandserfassung

Als Grundlage für die Planung der erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen wurden zunächst sämtliche an dem Schleusenbauwerk vorhandenen Schäden systematisch erfasst. Die Ergebnisse der Bauzustandserfassung wurden in einer Schadenskartierung mit fotografischer Dokumentation zusammengestellt. Besonders häufig wurden die nachfolgend dargestellten Schadensbilder vorgefunden, deren Bewertung entsprechend BAW-Merkblatt "Schadensklassifizierung" erfolgt:

- auf der Innenseite der Kammerwände Abtragung der Zementhaut, freiliegende Gesteinskörnung und Vertikalrisse, die über dem Oberwasserspiegel Kalkablagerungen und unter dem Unterwasserspiegel Muschelablagerungen aufweisen (Bild 8, im allgemeinen Schadensklasse 1 bis 2, bei Trennrissen Schadensklasse 3),
- auf der Außenseite zu den Sparbecken ausgewaschene Stampfbetonfugen, zahlreiche Hohlstellen, Betonausbrüche und vertikale Trennrisse (Bild 9, Schadensklasse 2 bis 3).

Außer der Schadenskartierung wurden die Druckfestigkeit, der Elastizitätsmodul sowie der Wasseraufnahmegrad des Betons im Labor bestimmt und Versuche am Bauwerk durchgeführt, um eine geeignete Instandsetzung der vorhandenen Konstruktion festlegen zu können. Bei den Untersuchungen vor Ort handelte es sich im wesentlichen um die

- Herstellung von Bohrungen an durchlaufenden Rissen und durchspülten Betonierfugen zur Aufnahme der Riss- bzw. Fugentiefen und Ortung von Fehlstellen (Bilder 10 bis 12),
- Durchführung von Wasserdruckversuchen gemäß DWA-Merkblatt 506 zur Untersuchung der Injizierbarkeit des Massenbetons,
- örtliche Betonabtragung und Ermittlung der Abreißfestigkeit entsprechend DAfStb-RiLi SIB (Bild 13).

Anhand der Ergebnisse dieser Untersuchungen ließen sich anschließend die einzelnen Bauwerksbereiche gemäß ZTV-W, LB 219, in Altbetonklassen einordnen.

Beurteilung der Tragsicherheit

Zur Beurteilung der Tragsicherheit von Schleusenkammer und Häuptern müssen zahlreiche Lastfälle und Bemessungssituationen untersucht werden. Belastungen entstehen vor allem aus dem Konstruktionseigengewicht, dem veränderlichen Wasserdruck in der Schleusenkammer sowie den Sparbecken und dem hiermit verbundenen Risswasserdruck in der Zugzone des Betonquerschnitts, dem Auftrieb und dem Erddruck. Hinzu kommen Schiffsstoß und Trossenzug, Eisdruck und Zwangsbeanspruchungen infolge Temperaturänderung. Für die instand zu setzenden Wandquerschnitte sind zusätzlich die Zwangsbeanspruchungen infolge Schwinden des Neubetons zu berücksichtigen.

Die Tragsicherheit der Kammerwände im Reperaturzustand mit reduzierten Querschnittsabmessungen sowie im Endzustand für den Gesamtquerschnitt wurde anhand einer Biegebemessung nach DIN 1045 der Ausgaben 1988 und 2001 überprüft. Gemäß nachstehender Darstellung erfolgte die Berechnung an einem dreidimensionalen Finite-Element-Modell der gesamten Schleusenammer unter Berücksichtigung der versetzten Kammerwandfugen, der nachträglich ergänzten Vorsatzschale auf den Kammerwand-Innenseiten, die mittels Kontaktelementen mit nichtlinearem Verbundansatz an den Altbetonquerschnitt gekoppelt wurde, und mit nichtlinearer Bettung der Kammersohle, d. h. mit Ausfall bei rechnerischer Zugbelastung unter Auftrieb und einseitiger Sparbeckenfüllung (Bild 14). Die Berechnungsergebnisse zeigen besonders deutlich die konzentrierte Scheibenbeanspruchung der Kammersohle an den versetzten Kammerwandfugen unter Temperaturänderung, die zur Bildung von Trennrissen führte.

Die Bemessung der erforderlichen Querschnittsreprofilierungen und deren Verankerung im Altbeton erfolgte entsprechend ZTV-W, LB 219, für den hier maßgebenden Lastfall Zwang infolge Schwindbehinderung. Demnach kann aufgrund der im folgenden Bild dargestellten Ergebnisse von numerischen Berechnungen und Dehnungsmessungen an Vorsatzschalen der erforderliche Bewehrungsquerschnitt für zentrischen Zwang nach DIN 1045 unter Zugrundelegung einer rechnerisch zulässigen Rissbreite von 0,25 mm ermittelt werden, von dem 2/3 an der Schalenvorderseite und 1/3 an der dem Betonuntergrund zugewandten Seite anzuordnen sind (Bild 15).

Der Nachweis für die Verbundfuge zwischen dem Altbeton und der Querschnittsreprofilierung wurde gemäß DIN 1045, Neuausgabe 2008, erbracht, die gegenüber der Ausgabe 2001 das Tragverhalten von Schubfugen wirklichkeitsnäher als bisher beschreibt und damit zu wirtschaftlicheren Bemessungsergebnissen führt. Ermüdungsnachweise waren hierbei nicht maßgebend.

Betoninstandsetzungsmaßnahmen

Auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse wurden für die einzelnen Bauteile des Schleusenbauwerks unterschiedliche Instandsetzungsmaßnahmen vorgesehen, von denen hier die Reprofilierung der Kammerwand-Innenseiten durch einen zweilagig bewehrten Spritzbeton mit Verankerung im Altbeton dargestellt ist (Bild 16). Vor Durchführung dieser Maßnahme muss zunächst eine Abtragung der frostgeschädigten Betonrandzone durch Hochdruckwasserstrahl sowie eine Injektion der Stampfbetonarbeitsfugen und Risse über vertikale bzw. unter 45° zu den Rissufern geneigte Bohrungen mit Doppelpackern erfolgen.

Die Festlegung der Baustoffe für die Reprofilierung der geschädigten Betonkonstruktion erfolgt entsprechend ZTV-W, LB 219, anhand der vorgenommenen Zuordnung einzelner Bauteile zu den Altbetonklassen und anhand von Eignungsprüfungen an Probeflächen (Bild 17).

3 Instandsetzung des Bürogebäudes Ernst-Reuter-Platz 8, Berlin

Bauwerksbeschreibung

Das Bürogebäude Ernst-Reuter-Platz 8 wurde anlässlich der Internationalen Bauausstellung 1957 als achtgeschossige Stahlbeton-Skelettkonstruktion mit Unterkellerung errichtet und steht mittlerweile unter Ensembleschutz (Bild 18).

Die Bauwerksabmessungen im Grundriss betragen etwa 14,5 x 67,5 m und im Vertikalschnitt ungefähr 2,5 m unter - sowie 33,5 m über Geländerniveau. Sämtliche Geschossdecken wurden als zweifeldrige, in Gebäudequerrichtung spannende Stahlbetonrippendecken ausgeführt, die an Randüberzügen und auf einem etwa in der Längsachse verlaufenden Unterzug gelagert sind (Bild 19).

Die Queraussteifung des Gebäudes erfolgt durch die nördliche Giebelwand sowie einen Treppenhaus- und Aufzugsschacht, welcher den Grundriss in zwei Nutzungsbereiche mit Längen von etwa 40 m und 20 m teilt. Der ungefähr 40 m lange, nördliche Gebäudeabschnitt ist an dem torsionssteifen Aufzugsschacht lediglich in Gebäudequerrichtung mit einer im Längs- und Vertikalrichtung gleitend ausgebildeten Wand/Deckenverzahnung gehalten.

Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen

Allgemeines

Die geringe Qualität der verwendeten Baustoffe und hohe Schädigung der Tragkonstruktion durch mehrfache Umnutzungen und hiermit verbundene Umbaumaßnahmen erforderte eine umfangreiche Instandsetzung und Verstärkung der Stahlbetonbauteile unter laufender Gebäudenutzung. Dabei waren unter anderem aufgrund des Ensembleschutzes denkmalpflegerische Auflagen zu berücksichtigen. Besondere Bedeutung kam in diesem Zusammenhang dem Feuerwiderstand der tragenden Fassadenstützen zu, auf den abschließend eingegangen wird (Bild 20).

Deckenplatten

Infolge der rechnerisch nicht berücksichtigten Deckenlagerung an den Giebelseiten und demzufolge ungenügender Bewehrung zur Aufnahme der in den Plattenecken auftretenden Drillmomente wiesen die Deckenplatten hier durch den gesamten Querschnitt gehende Diagonalrisse auf (Bild 21).

Als Verstärkung wurden CFK-Lamellen gewählt, die auf der Plattenoberseite rechtwinklig zur Rissrichtung aufzukleben waren. Deren Bemessung erfolgte auf der sicheren Seite liegend für die Aufnahme der Drillmomente in den Plattenecken ohne Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung und für eine Begrenzung der Dehnungen auf den fünffachen Wert der Fließdehnung des Betonstahls (BSt 220).

Deckenscheiben

Die Deckenscheiben des 40 m langen, nördlichen Gebäudeabschnitts sind an der Rückwand des aussteifenden Aufzugschachtes mit jeweils drei Konsolen gleitend gelagert, die abgerissen waren (Bilder 22 und 23). Diese Konsolen mussten nach Rückbau und Einbau von Betonstahldollen wiederhergestellt werden. Während dieser Maßnahme wurde eine Stahlkonstruktion zur provisorischen Gebäudeaussteifung eingebaut (Bild 24).

Fassadenstützen

Für die Sanierung der Fassadenstützen wurden zunächst die im Bauzustand vorhandenen Beanspruchungen ermittelt und hiermit der maximal zulässige Abbruchquerschnitt sowie die freie Länge der Längsbewehrung festgelegt (Bilder 25 und 26). Die Berechnung für den Bauzustand wurde unter Zugrundelegung der halben Nutzlast des Endzustands und gegenüber den Angaben in DIN 1055 verringerter Lastsicherheitsbeiwerte durchgeführt.

Des Weiteren wurde die Tragsicherheit der Stützen im Endzustand nach aktuell geltender Bemessungsvorschrift – im ersten Schritt ohne Brandbeanspruchung – unter Ansatz des vollen Querschnitts und der Druckfestigkeit entsprechend zuvor durchgeführten Festigkeitsprüfungen durch Vergleich des erforderlichen und vorhandenen Längsbewehrungsquerschnitts nachgewiesen, um hiermit die Anforderungen für die Instandsetzungsbaustoffe festzulegen (Bilder 27 und 28).

Tragsicherheit der Fassadenstützen unter Brandbeanspruchung

Der Tragsicherheitsnachweis unter Brandbeanspruchung wurde entsprechend DIN 4102, Teil 4, durch Ansatz eines reduzierten Stützenquerschnitts geführt, welcher dem außenseitigen Querschnittsteil mit Natursteinbekleidung entspricht (Bild 29). Hierbei wurde vorausgesetzt, dass ein Abdichten der Fuge zwischen Stütze und Natursteinbekleidung mit Mineralfaserdämmung der normativ geforderten Querschnittsumschließung durch eine Beton- oder Mauerwerkswand gleichwertig ist. Diese Gleichwertigkeit musste durch ein Brandschutzgutachten bestätigt werden.

Aufgrund der Wärmedurchlässigkeit der Fassade, die bei einem Brand nach bestimmter Zeit versagt, muss der Stützenbemessung streng genommen eine mehrseitige Brandbeanspruchung zugrunde gelegt werden. Zu berücksichtigen ist jedoch, dass die Stützen nicht im Raum, sondern an drei Seiten im Freien angeordnet sind (Bild 30). An den Außenseiten ist also nur eine Beanspruchung entsprechend der W 90-Klassifizierung nach DIN 4102, Teil 3, d. h. keine höhere Temperatur als 658 °C anzunehmen. Die Bemessung ist eher unter Berücksichtigung des Umstands durchzuführen, dass die Wärmestrahlung im Brandfall nur zu einem Bruchteil auf die Stützen wirkt, weil die meiste Wärme im Freien nach oben entweicht. Daher sind die Temperaturen für die Brandschutzklasse F 30 oder auf der sicheren Seite liegend für F 60 gut mit der W 90-Klassifizierung zu vergleichen.

4 Fazit

Das Bauen im Bestand nimmt gegenüber dem Neubau sowohl an Bauvolumen als auch an der Vielfalt der zu lösenden Bauaufgaben in Deutschland signifikant zu. Die Planer und die ausführenden Bauunternehmen werden in den nächsten Jahrzehnten in der Erhaltung, Umnutzung und Sanierung der vorhandenen Bausubstanz die wesentlichen Aufgaben umzusetzen haben. Der Ingenieur wird sich also zunehmend mit den Eigenschaften früherer Baustoffe und Konstruktionen auseinandersetzen müssen. Dem muss die Ingenieurausbildung durch entsprechende Lehrinhalte und Qualifikationsnachweise Rechnung tragen. Als Beispiel eines Beitrags hierzu sei die Zertifizierung durch das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) als Sachkundiger Planer gemäß DAFStb-RiLi SIB genannt. Voraussetzung hierfür ist die erfolgreiche Absolvierung eines Zertifizierungslehrgangs mit abschließender Prüfung durch den Bauüberwachtungsverein (BÜV).