

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 13 (1988)

Artikel: Vollständige Erneuerung eines Hochhauses mit schweren Bauschäden

Autor: Geistefeldt, Helmut

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-13053>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

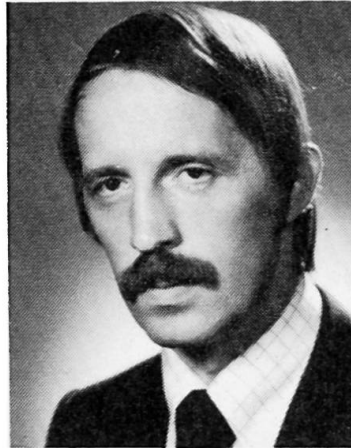
Vollständige Erneuerung eines Hochhauses mit schweren Bauschäden

Complete renewal of a heavily damaged tall building

Réparation d'une maison haute ayant subi de graves dégâts

Helmut GEISTEFELDT

Prof. Dr.-Ing.
FH Bielefeld/Minden
Minden, BRD



Helmut Geistefeldt, geboren 1944, promovierte als Bauingenieur an der Technischen Universität Braunschweig. Er war sieben Jahre Leiter des Konstruktiven Ingenieurbaus einer Ingenieurfirma mit Schwerpunkt im Brückenbau, Industriebau und Bausanierungen im arabischen Raum. Seit 1986 ist Helmut Geistefeldt Professor für Massivbau.

ZUSAMMENFASSUNG

Während des Booms nach Erhöhung des Ölpreises 1973 wurden am Arabischen Golf zahlreiche Bauwerke in Stahlbeton errichtet, die bereits während oder kurz nach der Bauzeit erhebliche Bauschäden aufwiesen. An einem dafür exemplarischen vierzehnstöckigen Hochhaus aus dem Jahr 1977/78 werden das Vorgehen bei der Feststellung, Analyse und Beurteilung der Schäden aufgezeigt. Die Ertüchtigung der Deckenkonstruktionen um bis zu 35 Prozent der Tragfähigkeit wird anhand der Sanierungsvarianten und der ausgeführten Rehabilitation vorgestellt.

SUMMARY

During the boom following the increase of oil prices in 1973 numerous buildings have been constructed in reinforced concrete in the Arabian Gulf, which showed severe deficiencies already during the construction period or short time later. For a typical 14-storey building the survey procedures and analyses of deficiencies are presented stating also reasons. Ten slabs had to be restrengthened by 35 percent of their capacities. Different proposals for remedial measures are discussed including the final solution using specific prestress, which has already been realized.

RÉSUMÉ

Durant la période d'intense activité économique après la hausse du pétrole en 1973, beaucoup de bâtiments en béton armé ont été construits dans le Golfe Arabique. Ces constructions ont présenté de graves défauts pendant la construction ou peu après. Les procédures d'inspection et d'analyse des défauts sont présentées pour un bâtiment de quatorze étages construit en 1977/78, les raisons typiques incluses. Le renforcement de dix dalles est discuté sur la base des variantes possibles et de la solution finale, qui a été réalisée avec succès.



1. EINLEITUNG

Das vierzehnstöckige Büro-Hochhaus wurde in den Jahren 1976 bis 78 in Saudi-Arabien nach ACI-Code geplant und von einem asiatischen Bauunternehmer als Erstauftrag im Land errichtet. Es ist ein Stahlbetonskelettbau mit Flachgründung und Aussteifung über zwei Treppenhaukerne sowie über Stockwerkrahmen. Rippendecken spannen quer über drei Felder, s. Bild 1 und 3. Schwere Schäden mit z.T. progressiver Rißbildung in Decken wurden im Jahre 1981 festgestellt.

2. SCHADENSAUFNAHME UND SCHADENSBILD

2.1 Sichtprüfungen

Die Prüfungen der Deckenunterseiten ergaben

- Biegerisse entsprechend Bild 2, Typ 3 in Feldmitte der Rippen mit Rißweiten bis zu 0,3mm ohne Überschreitung der Biegetragfähigkeit,
- breite durchgehende Risse mit Rißweiten bis zu 4mm in Längsrichtung der 10cm starken Deckenplatte außen neben dem Unterzug in Achse C wegen fehlender Dehnungsfuge,
- z.T. breite Schrägrisse im Auflagerbereich von Rippen im Bereich der Innenstütze (Bild 2, Typ 2) z.T. bis nahe an die Rippenunterseite mit höchster Gefahr für Schubversagen,
- Schubrisse in Rippen an den Außenträgern besonders an Arbeitsfugen, die unsachgemäß in Schubrißrichtung verliefen; außerdem war die Deckenkonstruktion am Randunterzug oben vertikal aufgespalten mit ca. 2mm Rißweite, s. Bild 2, Typ 4,
- an den inneren Längsunterzügen in Achse C und D neben den Stützen auf der einen äußeren Seitenfläche Schrägrisse gem. Bild 2, Typ 1 infolge Überbeanspruchung aus Querkraft mit Torsion,
- zahlreiche Betonester und unregelmäßige Trennlinien an Betonierabschnitten infolge fehlender Absperrungen, s. Bild 2, Typ 4.

2.2 Untersuchungen

An zehn Bohrkernen aus verschiedenen Bereichen wurde eine bis zu 35 Prozent zu niedrige Betonfestigkeit festgestellt.

Alle kritischen Risse wurden mit Glasplättchen oder Meßpunkten versehen und wöchentlich überprüft. An drei Rippen in Achse 3 wurde fortschreitende Schubrißbildung gem. Bild 2, Typ 2 gemessen; diese wurden sofort durch Stahlverbundträger gemäß Bild 2, A ersetzt.

Die Betonüberdeckung der Bewehrung wurde über schmale eingestemte Schlitzte sowie an den abgebrochenen Rippen bis zu 10,6cm statt 5cm festgestellt. Der Stahlquerschnitt war bis zu 13% zu niedrig!

2.3 Durchsicht der Bauunterlagen

Die Ausführungspläne im Maßstab 1:50 waren vom Unternehmer erstellt worden und inhaltlich mit den Entwurfsplänen identisch. Es fehlten alle wesentlichen Details, so daß die Angaben in vielen Punkten mehrdeutig waren und Konstruktionsfehler begünstigten.

Aus den Protokollen der Bauüberwachung ergab sich, daß die Decken mit den Abmessungen 80m x 30m ohne Dehnungsfuge oder schwindkompensierende Maßnahmen gegossen und zumindest in den unteren Geschossen nach Ausschalen nicht durchgesteift wurden. Dies führt bei Fertigung einer Decke zu Überbeanspruchung der unterstützenden Decke und Schubrißbildung mit bleibender Reduzierung der Schubtragfähigkeit, da die Rippen ohne Bügel hergestellt sind.

Aus den Protokollen der Betonprüfungen konnte entnommen werden, daß

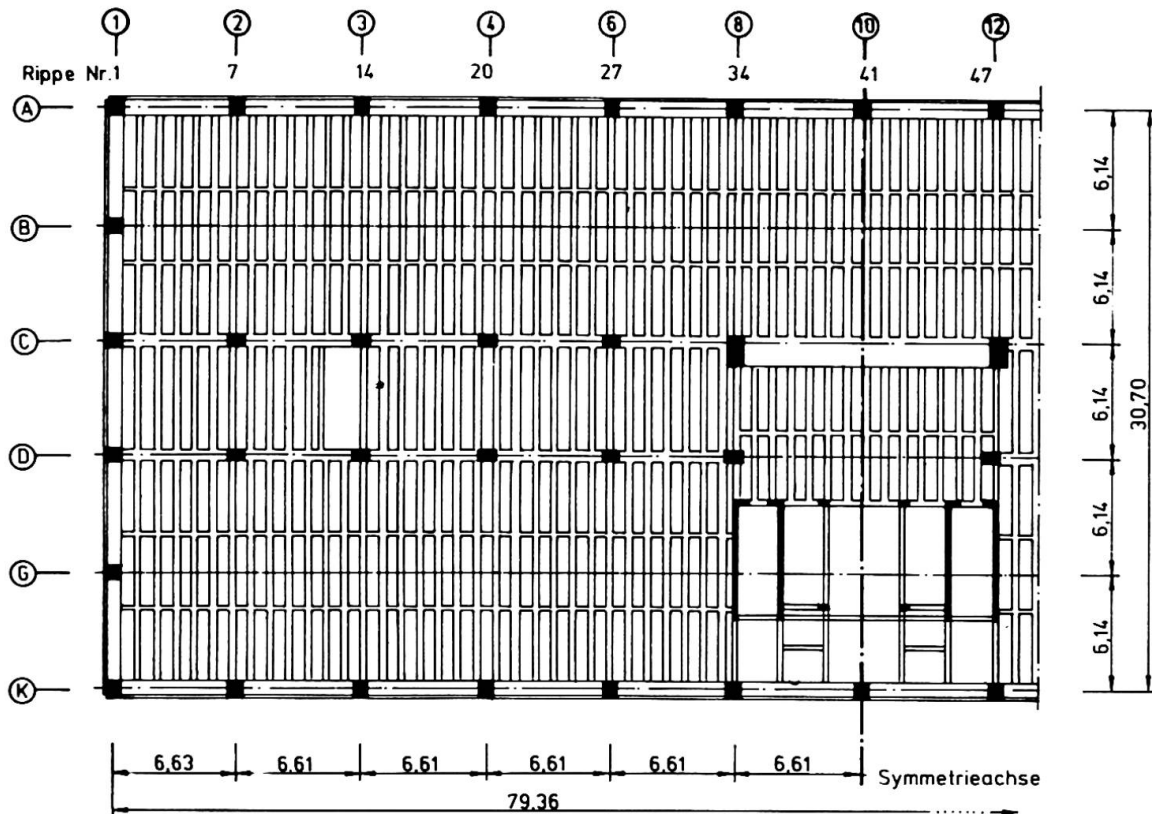


Bild 1: Untersicht einer Geschosdecke

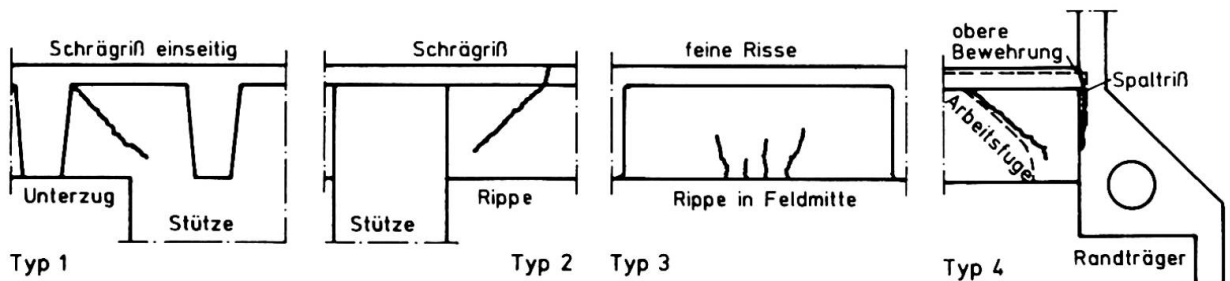


Bild 2: Typische Rißbilder der Rippendecke

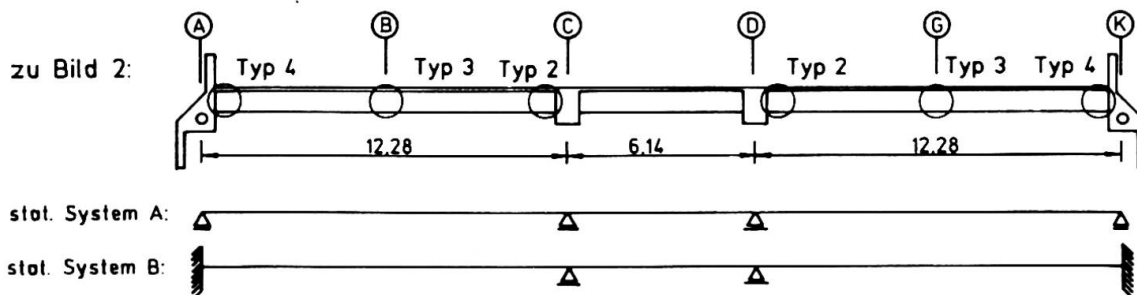


Bild 3: Deckenquerschnitt und statisches System



bei der Eignungsprüfung des Betons als Zielwert die Nennfestigkeit statt der Serienfestigkeit angestrebt wurde, so daß die Festigkeit von Anfang an zu niedrig war.

Eine statistische Auswertung aller Prüfungsergebnisse ergab für die vier verschiedenen verwendeten Betonklassen A bis D um bis zu 20 Prozent zu niedrige Festigkeiten. Der Bezug zur tatsächlichen Bauwerksfestigkeit wurde über 20 Bohrkerne aus zwei Decken hergestellt. Die Bauwerksfestigkeit acht Jahre nach Herstellung war um 10 Prozent niedriger als die Prüffestigkeit.

Aus der Photodokumentation der Baustelle wurde festgestellt, daß

- die Einspannbewehrung der Rippen in die Randträger falsch einbetoniert, wie in Bild 2, Typ 4 eingezeichnet, und dort ausreißt und
- für alle Bewehrungsabbiegungen zu kleine Biegeradien verwendet worden waren.

3. ANALYSE DES SCHADENZUSTANDS

3.1 Tragwerkplanung

Die Tragwerkplanung wurde auf der Basis der 1:100 Architektenplanung in den USA offensichtlich ohne ausreichende Koordinierung mit der Planung in Saudi-Arabien erstellt. Eine Prüfung auf Richtigkeit und Übereinstimmung mit der anderen Planung erfolgte offenbar nicht:

- die Lasten der Decken waren bis zu 16 Prozent zu gering angesetzt worden,
- zwei nachträglich angeordnete Treppenhäuser neben Achse 3 und 15 wurden in der Statik nicht berücksichtigt. In der Ausführung wurde die Deckenbewehrung dort ohne äquivalenten Ersatz ausgespart,
- für alle Rippen der Decke wurde eine Rippe in Querrichtung als Dreifeldträger entsprechend Bild 3, A berechnet. Entsprechend der gewählten Einspannbewehrung am Randträger wurde anteilig das System Bild 3, B angesetzt. Einspannungen in Unterzüge und Stützen sowie die Verformung der Unterzüge waren nicht berücksichtigt. Die genaue FE-Berechnung der Sanierungsplanung zeigt eine erhebliche Änderung der Stützmomente der Rippen in Achse C, s. Bild 5. Überbelastung von Rippen an Stützen führten zu Schubrißbildung und Verringerung der Schubtragfähigkeit, da Schubbewehrung fehlt.

4. SANIERUNGSKONZEPTE

4.1 Sanierungsphilosophie

Zwei grundsätzlich unterschiedliche Vorgehensweisen sind für Sanierungen von Stahlbetonkonstruktionen möglich:

1. Die tatsächlich vorhandenen Materialeigenschaften werden durch statistisch ausreichenden Stichprobenumfang genügend zuverlässig ermittelt, so daß die Sanierungsplanung darauf basieren kann.
2. Auf der Basis verfügbarer Informationen und einer begrenzten Anzahl von Materialprüfungen am Bauwerk wird für die Sanierungsplanung von "ungünstigsten" Werten ausgegangen.

Durch eine große Zahl von Stichproben gemäß 1. würde das Tragwerk zusätzlich geschwächt, daher wurde nach 2. vorgegangen. Mit gleichen Gesamtkosten kann für 2. durch reichlichere Verstärkungen insgesamt mehr zusätzliche Tragfähigkeit im Vergleich zu 1. erreicht werden.

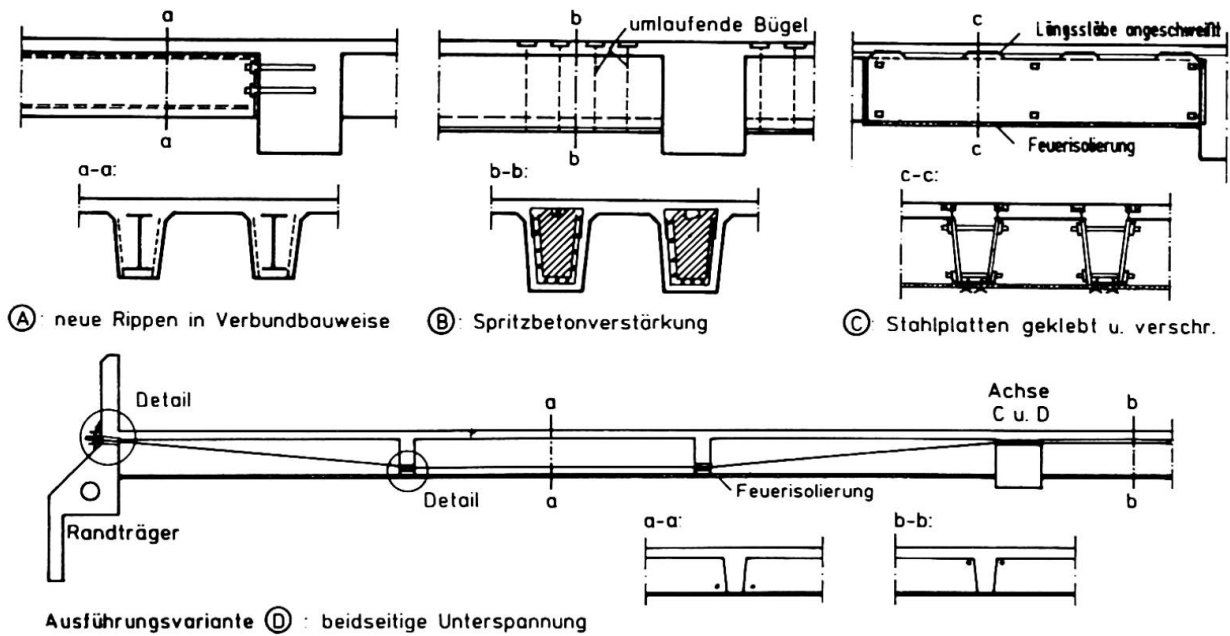


Bild 4: Varianten für die Rippenverstärkung

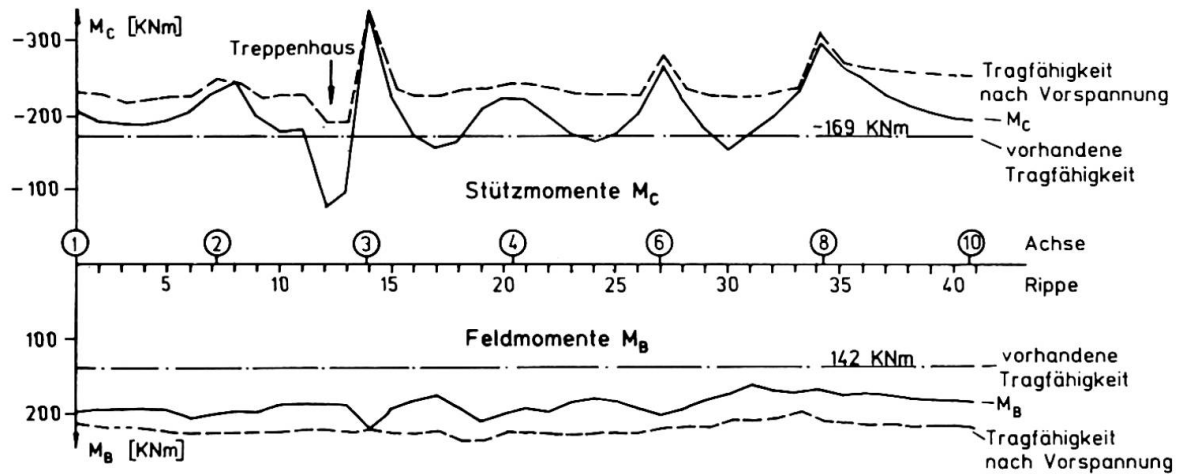


Bild 5: Momente in den Rippen der Geschoßdecke

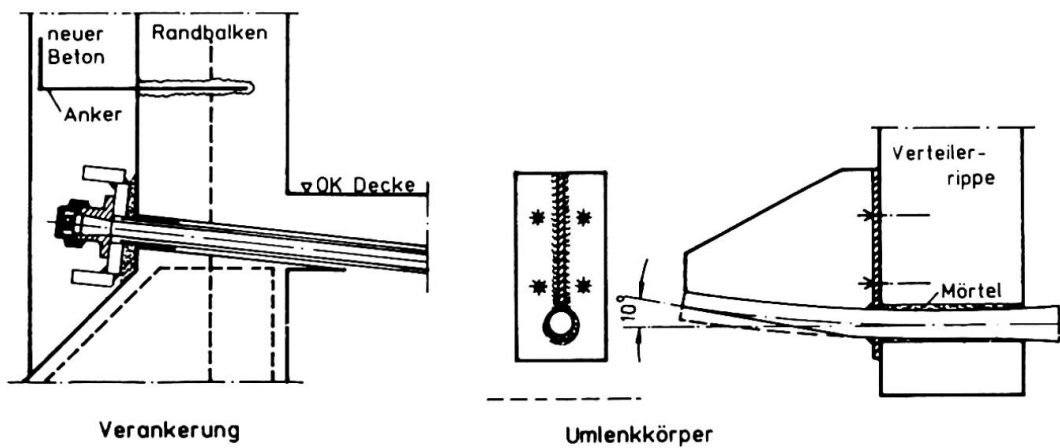


Bild 6: Details der Unterspannung nach Variante D



4.2 Sanierung der Rippendecken

Für die Sanierung der Rippendecken standen vier grundsätzlich unterschiedliche Varianten nach Bild 4 zur Diskussion:

- A. Vollständiger Abbruch überbelasteter Rippen und Ersatz durch Stahlverbundträger.
- B. Aufbringen einer allseitigen zusätzlichen Spritzbetonschale von 5cm Dicke mit um die Rippen geschlossenem Bewehrungskorb.
- C. Aufkleben von Stahllaschen beidseitig mit oben angeschweißter zusätzlicher Stützbewehrung nach Verpressen aller Risse mit Epoxdharz sowie Verschraubung und Isolierung zur Brandsicherheit.
- D. Nach gefügedichter Rißverpressung der Deckenkonstruktion Unterspannung jeder Rippe durch zwei seitlich polygonal geführte vorgespannte Litzen mit PE-Umhüllung und Feuerisolierung.

Variante A eignet sich gut für die Sanierung einzelner Rippen. Für eine Verstärkung aller Rippen einer Decke ist sie zu aufwendig.

Mit Variante B kann betonangepaßt saniert werden. Rißverpressung und Feuerschutzmaßnahmen sind überflüssig. Nachteilig ist die Erhöhung des Deckengewichts um ca. 25 Prozent. Die Stützen des Gebäudes waren dafür nicht ausreichend tragfähig.

Variante C war konzipiert für eine etagenweise Sanierung der Rippen bei Gebäudenutzung und für den Fall begrenzter Sanierungsbereiche. Sie kam wegen umfassender Sanierung nicht zur Anwendung.

Die Variante D wurde ausgeführt, da durch die Unterspannung auf einfache Art eine Ertüchtigung der Deckenkonstruktion um ca. 35 Prozent mit sehr kleinem Zusatzgewicht möglich wurde. Bild 5 zeigt, wie durch Unterspannung jeder Rippe mit je 260 bis 340 kN Vorspannkraft die unzureichende Tragfähigkeit ausreichend angehoben wird. Auch die Schubtragfähigkeit wird durch die Unterspannung ausreichend erhöht. In der am stärksten beanspruchten Rippe 14 (s. Bild 1) beträgt die rechnerische Schubtragfähigkeit im Zustand I nach Epoxydinjektion nur 80kN bei einer Querkraft von 140kN. Durch Unterspannung wird diese Schubtragfähigkeit auf 138,1kN erhöht. Alle anderen Rippen weisen nach Sanierung Tragfähigkeitsreserven auf. Detailpunkte für die Unterspannung nach D sind in Bild 6 dargestellt für die Verankerung am Randträger und die Umlenkung der Spannlitzen an Verteilerrippen und Längsträgern. Die dafür entwickelten Umlenkkörper konnten für alle vorkommenden Umlenkwinkel der Spanngliedführungen eingesetzt werden.

5. AUSFÜHRUNG

Die Sanierungen nach Abschnitt 4 wurden zusammen mit weiteren Verstärkungen im Zeitraum von 12 Monaten durchgeführt. Die Deckensanierung durch Unterspannung hat sich in der Ausführung bewährt. Nach Injektion des gesamten Betontragwerks mit insgesamt 12 Tonnen Epoxdharz wurden mehr als 10.000 Löcher für die Spannlitzen gebohrt, die Umlenkkörper eingesetzt und die Spannlitzen eingefädelt. Nach Vorspannen der Decken in zwei Stufen mit 30 und 70 Prozent Spannkraft jeweils vom Dach aus wurde die Deckenunterseite feuerisoliert.

Die gesamten Sanierungskosten betrugen ca. 12 % des ursprünglichen Herstellungsaufwands.