

Betonbauteile – Untersuchung – Instandsetzung

Anhand von drei praktischen Beispielen soll erläutert werden, welche Untersuchungs- und Sanierungsmethoden zielführend sind.

I.

1.0 Grundlagen für Sanierung (Untersuchungsmethoden)

Als praktisches Beispiel dient ein Bürogebäude, welches Anfang der Siebziger Jahre in Stahlbetonbauweise (Ortbeton) errichtet wurde.

Vor dem Umbau in ein Hotel waren Untersuchungen über den Bauwerkszustand durchzuführen.

Das Objekt besteht aus

- einem Straßentrakt (31/57 m): Kellergeschoss, 7 Obergeschosse
- einem seitlich angelagertem Gebäudeteil (12,5/66 m): Kellergeschoss, Erdgeschoss, 2 Obergeschosse
- einem Zwischentrakt (23/23 m): 2 Kellergeschosse

Das Gebäude sollte bis auf die Tragkonstruktion abgebrochen werden.

Um eine Aussage über den Bauwerkszustand und erforderlicher substanzerhaltender Maßnahmen zu erhalten, war in Absprache mit dem Statiker folgender Untersuchungsumfang in Anlehnung an die Richtlinie „Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton“ sowie ÖNORM B 4706, Teil 6 vereinbart worden.

- Prüfung durch Augenschein bezüglich Risse, Verformungen, Betonabplatzungen, Roststellen, Feuchtestellen, Ausblühungen, Aussinterungen
- Rissaufnahme
- Freilegung von Schadstellen
- Feststellung der Baustoffgüten und Stahlquerschnitte, insbesondere Druckfestigkeit des Betons, Karbonatisierungstiefe, Betondeckung der Bewehrung, Streckgrenze des Bewehrungsstahls, Korrosion der Bewehrung, Bewehrungsquerschnitte.

Im Rahmen der Untersuchungen stellte sich heraus, dass der Untersuchungsumfang um

- Ölkontaminierung des Betons in Öltankräumen
- Chloridkontaminierung des Stahlbetons einer Decke im Bereich einer Gebäudedehnfuge
- Ermittlung der Risstiefe in Deckenplatten, die nach der Entfernung des Estrichs offenkundig wurden

erweitert werden musste.

Der Untersuchung wurden Wände, Stützen, Unterzüge, Balken und Decken unterworfen. Die Auswahl der zu untersuchenden Stellen bei den Bauteilen erfolgte durch den Statiker.

2.0 Untersuchungen zur Feststellung des Bauwerkszustandes

2.1 Zerstörungsfreie Untersuchungen

- Ermittlung der Betondruckfestigkeit mittels Rückprallhammer
- Ermittlung der Lage und Überdeckung der Bewehrung mittels Hilti Ferroskan
- Ermittlung von Rissbreiten mittels Risslupe

2.2 Zerstörende Untersuchungen

- Ermittlung der Karbonatisierungstiefe des Betons (mittels Phenolphthalein) an frisch hergestellten Bruchflächen
- Ermittlung der Betondruckfestigkeit an gleichseitigen aus entnommenen Bohrkernen (mittels Kernbohrgerät) hergestellten Probezylindern
- Ermittlung der Arbeitslinie (Spannungs-Dehnungs-Diagramm) von Stahleinlagen. Vom Tragwerksplaner war diese Untersuchung nur bei Decken mit UNIDIM-Bewehrungsmatten vorgesehen.
- Ermittlung der Breite und Tiefe von Rissen im Deckenrandbereich, die nach Abbruch des gleitend verlegten Estrichs offenkundig wurden, an entnommenen Bohrkernen
- Ermittlung der Ölkontaminierung des Betons in den Öltankräumen an entnommenen Bohrmehl – Tiefenprofil: 0–10 mm, 10–20 mm, zum Teil ≥ 40 mm

3.0 Untersuchungsergebnisse

Straßentraktes mit KG, EG + 7 OG + seitlich angelagerter Gebäudeteil mit KG, EG + 2 OG

3.1 Betondruckfestigkeit

Bei der zerstörenden Prüfung (an gleichseitigen Zylindern) wurden Betondruckfestigkeiten zwischen $31,6 \text{ N/mm}^2$ – $57,2 \text{ N/mm}^2$ ermittelt, bei der zerstörungsfreien Prüfung (Federschlaghammer) wurden Betondruckfestigkeitswerte von 33 N/mm^2 – 56 N/mm^2 bestimmt, wobei Werte $< 40 \text{ N/mm}^2$ kaum festgestellt wurden.

3.2 Betondeckung, Karbonatisierungstiefe

Bei den mit Unidim-Matten bewehrten Deckenplatten wurden Betondeckungen zum größten Teil von 5–10 mm bestimmt, vereinzelt bis 15 mm.

Die Karbonatisierungstiefe des Deckenbetons reichte nahezu ausnahmslos bis hinter die Bewehrung.

Bei den Stützen wurde die Betondeckung der Bügel mit 7–17 mm ermittelt, die Karbonatisierungstiefe reichte vereinzelt bis zur Hauptbewehrung.

3.3 Stahlprüfung

Die an entnommenen Unidim-Bewehrungsmatten ermittelten Festigkeits- und Bruchdehnungswerte ergaben keine Beeinträchtigung der Festigkeitseigenschaften und des Verformungsverhaltens der großteils oberflächenkorrodierten Baustähle. Die Dehnungsgrenze lag bis zu 80% über der Anforderung von 400 N/mm^2 . Erfasst wurden Rissbreite und Risstiefe bei von der Deckenoberseite ausgehenden Rissen im Deckenrandbereich an entnommenen Bohrkernen.

Deckenoberseite im	Risslänge [m]	Rissbreite [mm]
1. OG	ca 77	1,0–2,5
2. OG	ca 46	1,4–4,0
3. OG	ca 10	0,8–1,4
4. OG	ca 2	1,0
5. OG	ca 13	1,2–3,3
6. OG	ca 18	0,7–4,0

3.4 Ölkontaminierung des Betons in Öltankräumen

(10,90 x 6,00 x 4,50 m) mit 60 cm breiter, 20 cm tiefer Rinne: Wände zweilagig verputzt, 1 cm dick, äußere Schicht dicht-schlammartig und rissig

- 5 Prüfstellen in Bodenplatte
- 3 Prüfstellen im Bereich Rinnensohle
- 2 Prüfstellen im Bereich bis 70 cm über Rinnenoberkante mit Polyesterlaminat beschichtet

3 Entnahmetiefen: 0–10 mm, 10–20 mm, teils (bei hoher Belastung des Bereiches 10–20 mm) aus 40 mm

Summe der Kohlenwasserstoffe

In beiden Öltankräumen wurden im Bodenplattenbereich bei den Betonbohrmehlproben aus einer Tiefe von 0–10 mm eine sehr hohe Belastung der Summe der Kohlenwasserstoffe bestimmt

Öltankraum 1	ca. 9.200 – 14.000 mg/kg
Öltankraum 2	ca. 6.500 – 8.100 mg/kg

In der Tiefe von 10–20 mm des festen, gut verdichteten Betons wurde mit

ca 6.200 – 0.050 mg/kg in Öltankraum 1
ca 4.400 – 5.600 mg/kg in Öltankraum 2

noch immer eine sehr hohe Belastung gemessen.

Im Bereich der Rinne und im durch ein Polyesterlaminat geschützten Wandbereich (15 cm über Rinnenoberkante) ist gleichfalls eine hohe Konzentration der Summe an Kohlenwasserstoffen gegeben.

Stellt man die Ergebnisse der Summe der Kohlenwasserstoffe den zulässigen Werten für die Summe der Kohlenwasserstoffe der Deponieverordnung gegenüber, wird der zulässige Wert für Baurestmassen, unter die nicht kontaminierter Beton fällt, von 100 mg/kg beträchtlich überschritten.

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse ist der Beton im Bereich Bodenplatte, Rinne und Wände bis knapp über Rinnenoberkante bis mindestens 40 mm Tiefe gemäß Deponieverordnung zum größten Teil in Reststoffe (Grenzwert 5.000 mg/kg Summe der Kohlenwasserstoffe) und Massenabfälle (Grenzwert 20.000 mg/kg Summe der Kohlenwasserstoffe) einzuordnen.

4.0 Zusammenfassung

Betondruckfestigkeit

Die geforderte Betondruckfestigkeit für die Stahlbetonteile des Tragwerks war gegeben bzw aufgrund der Nacherhärtung des Betons um eine Festigkeitsklasse überschritten.

Überdeckung der Stakeinlagen, Karbonatisierungstiefe des Betons

Bei den Stützen hat die Karbonatisierung die Bügel teilweise erreicht. Die daraus resultierenden Folgen wie Korrosion der Bügel, Haarrissbildung über korrodierten Bügel als Folge der mit der Entstehung der Korrosionspunkte verbundenen Volumsvergrößerung war nicht eingetreten.

Bei den Unterzügen und Balken von Platten-Balkendecken war an deren Unterseite keine Überdeckung der Bügelbewehrung gegeben und die Karbonatisierungszone bis hinter die Bügel fortgeschritten. Die Überdeckung der Bügel im Bereich der Seitenflächen dieser Bauteile war mit mindestens 20 mm größer als die Karbonatisierungstiefe.

Bei den Decken zwischen EG und 7.OG wurde die Überdeckung der UNIDIM-Bewehrung nahezu ausnahmslos zwischen 4–10 mm und eine bis hinter die Rundstahldrähte reichende Karbonatisierung am Beton festgestellt.

Die an ausgelösten Stahleinlagen der UNIDIM-Bewehrung durchgeführten Zugversuche ergaben, dass die 0,2%-Dehngrenze mit 750 N/mm² bis 820 N/mm² beträchtlich über dem Sollwert von 400 N/mm² liegt, die teilweise erfolgte Oberflächenkorrosion somit keinen negativen Einfluss auf die Deckenbewehrung hat.

Ermittlung der Breite und Tiefe von Rissen im Deckenrandbereich

Die Rissbreite an der Deckenoberseite betrug 0,7–4,0 mm, die Risse reichten bis zur Deckenbewehrung.

5.0 Schlussfolgerungen aus der Zustandsfeststellung

Im Zusammenhang mit vorgesehenen Umbauten resultierten aus den Ergebnissen der Zustandsfeststellung

- Maßnahmen zur Wiederherstellung des Korrosionsschutzes der Stahleinlagen der Tragkonstruktion
- Maßnahmen zur Gewährleistung des baulichen Brandschutzes
- Statische Verstärkung von Bauteilen durch CFK-Lamellen
- Kraftschlüssiges Verpressen von Rissen in Deckenplatten

6.0 Praktische Erfahrungen bei der Umsetzung der Instandsetzungsmaßnahmen

Mit der Umsetzung der Instandsetzungsmaßnahmen wurde ein Fachunternehmen, das über langjährige Erfahrung auf diesem Gebiet verfügt, beauftragt. Der Auftraggeber veranlasste weiters eine begleitende Kontrolle der Instandsetzungsarbeiten.

Aufgrund der geringen Überdeckung der Stahleinlagen der Deckenplatten bei den Untersichten und der Unterzüge – insgesamt ca 11.000 m² – wird primär auf die praktischen Erfahrungen bei der Behebung des Mangels dieser Bauteile – fehlender Korrosions- und Brandschutz als Tragbewehrung – durch Aufbringung eines hydraulisch erhärtenden, kunststoffmodifizierten Dickmörtelüberzuges im Nassspritzverfahren eingegangen.

6.1 Untergrundvorbereitung der Betonoberflächen

Es musste entschieden werden, ob die Untergrundvorbereitung mittels Sandstrahlen oder Höchstdruckwasserstrahlen ausgeführt werden sollte, um einen geeigneten Untergrund für die Aufbringung des Dickmörtels zu erhalten (Abreibfestigkeit $\geq 1,5$ N/mm²).

Sandstrahlen hätte den wesentlichen Vorteil gehabt, dass man kein Wasser in den zurückgebauten Rohbau eingebracht hätte.

Dem gegenüber standen folgende Nachteile:

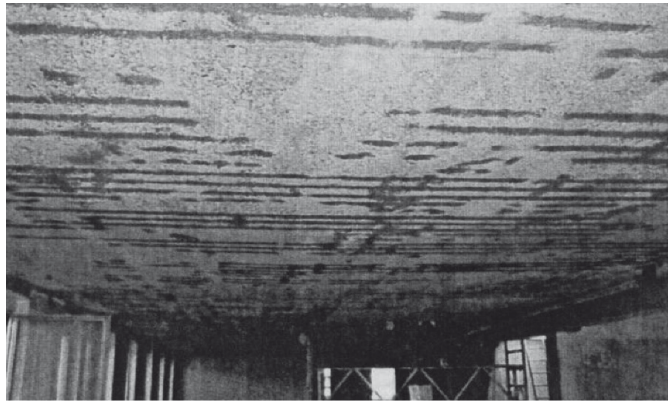
- Große Staubeentwicklung, welche nur durch aufwändige Absaug- und Filteranlagen zu bewältigen gewesen wäre.
- Große Mengen an Strahlmittel (11.000 m² x 20 kg/m² = ca 220 Tonnen!), welche zuerst in die Stockwerke transportiert und nach dem Strahlen abtransportiert und entsorgt werden hätten müssen.
- Das Freilegen des Betonkorngerüsts bzw. das Herstellen einer Rautiefe von mindestens 1 mm (laut Richtlinie) hätte beim Sandstrahlen eine sehr schlechte Quadratmeterleistung bedeutet.

Aus diesen überwiegend nachteiligen Gründen entschied sich die mit den Instandsetzungsarbeiten beauftragte Firma als Untergrundvorbereitungsmethode für das Höchstdruckwasserstrahlen, in Folge HDW genannt.

HDW mit ca 2.500 bar und einer Pumpenleistung von ca 20 l/min. ist die effektivste Methode um einen rauen, tragfähigen Untergrund mit einer Mindestrautiefe von 1 mm zu erhalten. Es war in diesem Fall möglich, das Pumpenaggregat im Erdge-

Betonbauteile – Untersuchung – Instandsetzung

schoß zu positionieren und über Druckschlauchverlängerungen die Arbeiten in den jeweiligen Geschossen auszuführen. Um effizient arbeiten zu können, wurde von uns eine Spezialkonstruktion gebaut, welche die „Glocke“, die die rotierenden Düsen aufnimmt, an die Deckenfläche führt und so eine relativ gute Abtragsleistung erzielt.



montiertes Hochdruckstrahlgerät



rechter Bildrand oben: unbehandelte Betonoberfläche
rechter Bildrand mittleres Drittel unten: HDW-gestrahlte
Betonoberfläche

Die durch die „Glocke“ nicht zugänglichen Stellen wie Eckbereiche und Deckenunterzüge wurden durch freihändiges Strahlen mit einer Einzeldüse bearbeitet.

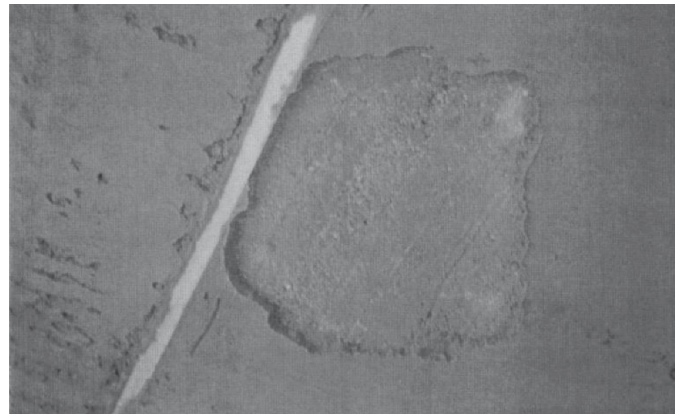
Eine große Herausforderung für das Personal war auch die Wasserhaltung des anfallenden Strahlwassers ($11.000 \text{ m}^2 \times 40 \text{ l/m}^2 = \text{ca } 440 \text{ m}^3$). Da in den jeweils darunter liegenden Geschossen viele Professionisten tätig waren, gab es die Vorgabe des Bauherrn, dass kein Wasser in das darunter liegende Geschoss kommen durfte. So wurde von der ausführenden Firma versucht, vorerst das Wasser direkt an der Glocke abzusaugen. Diese Versuche schlugen jedoch fehl und so entschieden wir uns, das angefallene Strahlwasser am Boden abzufangen und an den Tiefpunkten der Decke abzupumpen. Dazu mussten sämtliche Deckenöffnungen sowie Randbereiche der Räume abgedichtet werden. Durch die Pumpen wurde das verschmutzte Strahlwasser in ein Absetzbecken im Erdgeschoss gepumpt. Dort setzten sich in den 3 Kammern des Beckens die Schwebstoffe ab und anschließend wurde das schwebstofffreie Abwasser in die Kanalisation geleitet.

Nach den Strahlarbeiten wurde dann die gestrahlte Betonoberfläche durch die begleitende Kontrolle in Gegenwart des Bauherrnvertreters und der ausführenden Firma auf Rautiefe und Haftzugfestigkeit geprüft und abgenommen und protokolliert.

6.2 Sandstrahlen der Bewehrungsstähle

Freigelegt wurden durch Sandstrahlen bis zum Reinheitsgrad SA 2,5 (ÖNORM B 4706, Teil 6) gestrahlt.

Der Korrosionsschutz der Stahleinlagen erfolgte durch zweimalige Beschichtung mit einem Korrosionsschutz auf Epoxyzementbasis (wirkt gleichzeitig als Haftbrücke für Reprofmörtel oder Dickmörtelüberzug).



6.3 Reprofilierung von Ausbruchstellen

Die Reprofilierung erfolgte händisch ohne Unterschied der Ausbruchtiefe mit einem kunststoffvergüteten, zementgebundenen Reprofilermörtel. Die Ausbruchstellen werden vorgemischt, im mattheuchten Zustand der Betonoberfläche die Haftbrücke und darauf der Spezialmörtel dick unter Druck maschinell eingebracht und zur angrenzenden Betonfläche plan abgezogen. Die Haftbrücke darf nicht verdursten bevor der Saniermörtel aufgebracht wird!

6.4 Dickmörtelüberzug im Nassspritzverfahren

Grundsätzlich musste vorab entschieden werden, ob die für die Spritzarbeiten notwendige Schneckenpumpe mit dem dazugehörigen Equipment im Erdgeschoss positioniert werden könnte oder ob diese in die jeweiligen Geschosse transportiert werden müsste. Aufgrund der extrem beengten Platzverhältnisse im Erdgeschoss sowie der überaus langen Förderschlauchlänge entschied sich die ausführende Firma dafür, dass die gesamte Ausrüstung für die Nassspritzarbeiten geschossweise immer wieder neu aufgebaut wurde. Das oftmalige Umbauen des Equipments (Schneckenpumpe samt Steuergeräte, Zwangsmischer usw.) führte zu einem doch sehr erheblichen Zeitaufwand. Auch die Materialtransporte in die Hochgeschosse waren sehr zeitraubend, da immer nur palettenweise mit einem noch in Betrieb befindlichen Lastenaufzug der Mörtel Palette für Palette hochgefahren werden konnte. Selbst bei der Anlieferung ins Erdgeschoss konnte aufgrund des regen Baustellenverkehrs und des engen Arbeitsraums nur mit mittelschweren LKWs angeliefert werden. An einen Weitertransport mit Hubstapler war nicht zu denken, uns so musste jede einzelne Palette mit dem Hubwagen händisch transportiert werden. Bei ca 550 Tonnen, das sind 550 Paletten, bekommt man eine Vorstellung, was dies für einen gewaltigen Personaleinsatz bedeutete.

Vor den Spritzarbeiten mussten an den Deckenuntersichten noch Holzleisten in einem Abstand von ca 3 m in Längsrichtung verübelt werden. Diese Leisten waren genau 20 mm dick und dienten dazu, dass der Spritzbeton in späterer Folge auf diesen Leisten mit einer Alu-Abziehle genau in der vorgeschriebenen Schichtdicke von 20 mm abgezogen werden konnte. Die Abziehleisten wiesen einen trapezförmigen Querschnitt auf, um zu gewährleisten, dass diese nach Aushärtung des Spritzmörtels wieder möglichst ohne großen Aufwand demontiert werden konnten.

Weiters musste der Betonuntergrund mindestens einen halben Tag vor Beginn des Spritzmörtelauftrages vorgehässelt werden.

Erst nach dem mattfuchten Zustand der Betonoberfläche konnte mit den eigentlichen Nassspritzmörtelarbeiten begonnen werden. Die Nassspritzmörtelarbeiten erfolgten vom obersten Geschoss (6.OG) in Richtung Erdgeschoss.

Die eigentliche Verarbeitung begann danach mit dem Mischen des Mörtels. Der verwendete kunststoffvergütete, einkomponentige Mörtel wurde als Sackware angeliefert und direkt an der Verarbeitungsstelle in einen Zwangsmischer verfüllt. Nach der Beigabe von ca 4 Liter Wasser (Sack à 25 kg) musste der Mörtel in einer Mischzeit von mind. 3 Minuten homogen vermischt werden. Direkt vom Zwangsmischer wurde der fertig gemischte Nassspritzmörtel in den daneben stehenden Einfülltrichter der Schneckenpumpe gekippt.

Diese Schneckenpumpe beförderte nun den Mörtel über ca 15 m bis 30 m lange Schläuche an die Spritzdüse, wo der Mörtel unter Beigabe von Druckluft zerstäubt und auf die Betonoberfläche aufgespritzt wurde.

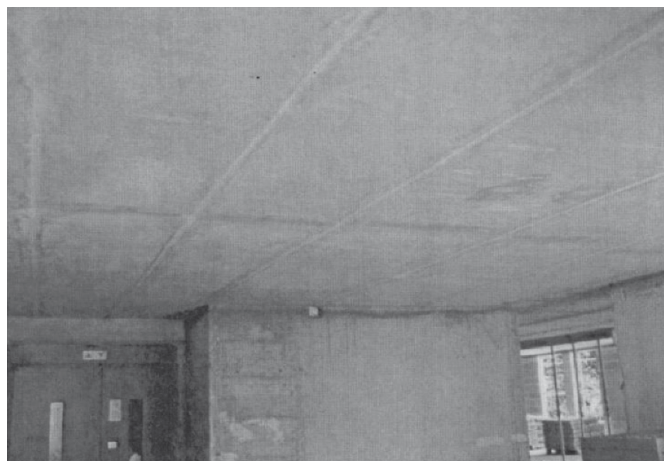
Beim Spritzvorgang durch Schneckenpumpen ist die Aufprallenergie des Mörtels so hoch, dass generell bei der maschinellen Verarbeitung im Nassspritzverfahren auf eine Haftbrücke verzichtet werden kann. Da es sich bei den zu bearbeitenden Flächen zum größten Teil um Deckenuntersichten, Balken- und Unterzuguntersichten handelte, konnte die vorgeschriebene Mindestschichtdicke von 20 mm nicht in einem Arbeitsgang aufgespritzt werden. Selbst beim Auftragen des Spritzmörtels in 2 Schichten gab es in der Anfangsphase der Spritzarbeiten im März 2006 das Problem, dass der Spritzmörtel immer wieder bereits in der ersten Lage mit einer Schichtdicke von ca 10 mm in mehr oder weniger großen Flächen zu Boden fiel. Die Ursache wurde zunächst in der technischen Ausrüstung, welche für die Arbeiten eingesetzt wurde, vermutet. Es wurde versucht, durch Veränderung der Schneckenpumpenleistung oder den Einsatz von verschiedenen Spritzdüsen die Aufprallenergie des Mörtels zu erhöhen. Diese Änderungen konnten keine Verbesserung dieser Situation herbeiführen.

Nach Verschließen der Fensteröffnungen mit Kunststofffolien im obersten Stock, in dem mit den Spritzbetonarbeiten begonnen wurde, was ein Anstieg der Luft- und Bauwerkstemperatur im obersten Geschoss auf 10–2°C zu verzeichnen, was eine problemlose Nassspritzmörtelaufbringung bei den Untersichten der Unterzüge und Deckenplatten zur Folge hatte. Daraufhin wurden in den Obergeschossen die Wandöffnungen für die entfernten Fenster mit Kunststofffolien verschlossen.

Von nun an konnte der Spritzmörtel in der ersten Lage in einer Schicht von 10 mm bis maximal 15 mm vorgelegt und in spritzrauem Zustand bis zur zweiten Spritzmörtellage am darauf folgenden Tag belassen werden. Die zweite Spritzmörtellage wurde nach einer von der Umgebungstemperatur abhängigen Wartezeit mit einer Alu-Abziehlplatte auf den vormontierten Holzleisten genau in der vorgegebenen Schichtstärke von 20 mm über den Spitzen abgezogen.

Nach dem Abziehen wurde schließlich die Oberfläche mittels eines Glätthobels nachgearbeitet. In weiterer Folge wurde der Zementmörtel mit schwindarmer Aushärtung mit einem herstellerekonformen Verdunstungsschutz versehen, um ein zu schnelles Austrocknen zu verhindern.

Nachdem der Nassspritzmörtel nach ca 2 Tagen die erste Phase der Aushärtung absolviert hatte, wurden die hölzernen Abziehlleisten demontiert und abschließend diese Stellen zugespritzt bzw händisch nachgearbeitet sowie auf das Oberflächenniveau abgezogen und angepasst (siehe nachfolgende Abbildung)



Resümee:

Wie aus den vorliegenden und gleichartigen Untersuchungen bei anderen Objekten hervorgeht, sollten bei Bauwerken, die älter als 20–30 Jahre sind und bei denen Umbauten oder eine Nutzungsänderung vorgesehen ist, diesbezügliche Untersuchungen bei den Tragwerksteilen angestellt werden, um abzuklären, ob die Notwendigkeit für substanzhaltende Maßnahmen technisch sinnvoll und wirtschaftlich ist.

II. Instandsetzung der Oberfläche einer Eislaufpiste

1. Sachverhalt

Ende Juni 2006 erfolgte im Zeitraum 6.40 Uhr bis 18.55 Uhr die Herstellung einer 12,7 cm starken 1.800 m² großen Stahlbetonplatte mit oberer und unterer Baustahlmattenbewehrung (AQ 76, Überdeckung 2,5 cm) und Kühlrohren, Ø 26,9 mm, unmittelbar unter der oberen Bewehrung, die im Winter als Eislaufplatz und im Sommer für Inlineskating genutzt wird.

Die Stahlbetonplatte wurde auf einem U-Beton, getrennt durch ein Vlies und eine Gleitfolie errichtet. Eingebaut wurde ein Beton der Sorte C 30/37 (56) B3, der mittels Fahrmischer von weiter entfernten Transportbetonwerken (Fahrzeit im Schnitt ca 1 Stunde) angeliefert wurde.

Der Beton wurde mittels einer Betonpumpe zur Einbaustelle gepumpt. Videoaufzeichnungen war zu entnehmen, dass am späten Vormittag die Betonpumpe ausfiel, zwischen 13.00 und 15.00 Uhr Verzögerungen beim Einbau des Betons auftraten und erst ab 15.00 Uhr eine kontinuierliche Betoneinbringung gegeben war. Zur Vergütung der Pistenoberfläche erfolgte eine Hartkorngemischeinstreuung (+Zement) mit maschineller Einarbeitung des Hartkorngemisches teils mit zwei, teils mit drei Turboglätttern.

Die Auswertung der Lieferscheine ergab, dass beim Großteil der Lieferungen (Fassungsvermögen 8,00–10,00 m³ Frischbeton der Fahrmischer) die in ÖNORM B 4710-1 vorgesehene Zeit von 1 3/4 Stunden zwischen Wasserzugabe im Werk und Einbau ganz wesentlich überschritten wurde. In der maschinell geglätteten Oberfläche der Piste kam es örtlich noch im Sommer 2006 zu eher großflächigen Abplatzungen der sehr harten einige Millimeter dicken obersten Hartkorneinstreuschichte.

2. Untersuchungen

Im Hinblick auf die Oberflächenqualität der Betonpiste erfolgte bei 13 über die Fläche verteilten angeordneten Stellen die Ermittlung der Abreißfestigkeit des Betons. Der Untersuchung wurden

- 9 Prüfstellen in mängelfreien Bereichen der scheinbeglätteten Oberfläche der Piste ohne Hinweis auf Hohllagen beim Abklopfen

Betonbauteile – Untersuchung – Instandsetzung

- 4 Prüfstellen in Bereichen, in denen die ca 2–3 mm dicke durch Hartkornmisch vergütete Oberfläche abgeplatzt war, zugrunde gelegt.

Bei den ausgewählten Prüfstellen wurde die glatte Betonoberfläche zunächst angeschliffen, dann wurde der Beton mittels mit Industriediamanten besetzter Bohrkronen, <S> 50 mm, ca 5 mm tief angebohrt. Nach dem Entstauben der Prüfflächen wurden Haftzuganker aus Metall mit einem Reaktionskleber aufgeklebt. Nach dem Erhärten des Klebers wurden die Haftzuganker mit einem Haftzugprüfgerät, Fabrikat Dynatest, Type DTH, abgezogen.

Ergebnisse

* ... Prüfstellen mit abgelöster vergüteter Betonoberfläche

Prüfstelle	Haftzugfestigkeit N/mm ²	Versagensbild
1	2,7	100% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche
2	3,2	100% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche
3	4,2	45% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche 55% Bruch im Beton
4	3,0	100% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche
7	3,1	100% Bruch im Beton
8	3,1	100% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche
9	3,7	45% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche 55% Bruch im Beton
10	1,6	100% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche
3/1*	1,3	100% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche
5*	1,6	90% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche 10% Bruch im Beton
6*	1,9	100% Ablösung des Klebers von Betonoberfläche
13*	1,6	100% Bruch in Betonoberfläche

3. Instandsetzung - Einfluss der Wärmeleitfähigkeit für die Auswahl des Sanierungsmaterials

Aufgrund des Schadensbildes in Form von einigen neuen Abplatzungen und Ausbreitung bestehender Abplatzungen bei Schadstellen der einige Millimeter dicken Hartkorneinstreuschicht nach dem Abtauen des Eises stand fest, dass umfassende Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich waren. Seitens des Errichters der Betonpiste wurde eine Instandsetzung auf Kunstharzbasis (Grundierung, Kratzspachtelung Basisschicht und Versiegelung) vorgeschlagen, die von der Haftzugfestigkeit des Betons unter der harten Hartkorneinstreuschicht mit Werten > 1,5 N/mm² als Untergrund für eine starre Beschichtung möglich wäre.

Da neben einer ausreichenden Untergrundfestigkeit auch die Wärmeleitfähigkeit des für eine Sanierung der Oberfläche einer Betonplatte, auf der Eis erzeugt werden soll, verwendeten Baustoffes ein Kriterium ist – mit geringerer Wärmeleitfähigkeit des der Sanierung zugrunde gelegten Baustoffes sinkt auch die Außenlufttemperatur, bei der gerade noch Eisbereitung möglich ist – musste ein anderes Material mit einer Wärmeleitfähigkeit > 1,5 W/mK gefunden werden, mit dem nach entsprechender Untergrundvorbereitung ein hochwertiger Verbund und wegen der Nutzung zur warmen Jahreszeit für Rollkurlauf und Inlinehockey auch ein hoher Verschleißwiderstand erreichbar sind.

Nachfolgend werden unter den Randbedingungen

Kühlmediumtemperatur von -9°C und Lufttemperatur von + 15°C, bei der noch Eisbildung auf der Pistenoberfläche noch möglich ist, die Grenzflächentemperaturen

- für den schadfreien Pistenaufbau
- für den Sanierungsfall mit 5 mm Kunstharzbelag (X = 0,43 W/mK)
- für den Sanierungsfall mit 5 mm hydraulisch erhärtendem kunststoffmodifizierten Belag (X = 1,5 W/mK) bestehend aus
- Grundierung auf Zementepoxybasis
- Fließmörtel, epoxyvergüteter 3-K Fließmörtel 4–7 mm auf Zementbasis

ausgewiesen.

Formeln:

q... Wärmestromdichte

$$q = k \times \Delta t / \Delta x = q \times 1/a; q \times d_{fk} \quad \text{Temperaturabfall in einer Stoffschichte}$$

Schadfreier Pistenaufbau

Schicht	Schichtdicke m	abzw. A, W/mK	1/a bzw. l/fk m ² K/W	Temperaturabfall K	Grenzflächentemperatur °C
					Kühlmedium -9,0
Rohrübergang		50,0	0,02	5,4	Rohroberfläche -3,6
Beton	0,02	2,3	0,00869	2,3	Betonoberfläche -1,3
Eis	0,04	2,3	0,01739	4,7	Eisoberfläche + 3,4
Luftübergang		23,26	0,04299	11,6	Lufttemperatur + 15,0

0,08907

$$q = 1/0,08907 \times 24 = 269,45097 \text{ [W/m}^2\text{]}$$

Sanierungsfall mit 5 mm Kunstharzbelag (X = 0,43 W/mK)

Schicht	Schichtdicke m	abzw. X W/mK	1/a bzw. l/fk m ² K/W	Temperaturabfall K	Grenzflächentemperatur °C
					Kühlmedium -9,0
Rohrübergang		50,0	0,02	4,8	Rohroberfläche -4,2
Beton	0,02	2,3	0,00869	2,1	Betonoberfläche -2,1
Kunstharzbelag	0,005	0,43	0,012	2,8	Belagsoberfläche + 0,7
Eis	0,04	2,3	0,01739	4,1	Eisoberfläche + 4,8
Luftübergang		23,26	0,04299	10,2	Lufttemperatur + 15,0

0,10107

$$q = 1/0,10107 \times 24 = 237,46 \text{ [W/m}^2\text{]}$$

Sanierungsfall mit 5 mm hydraulisch erhärtendem kunststoffmodifizierten Belag (X = 1,5 W/mK)

Schicht	Schichtdicke m	A bzw. X W/mK	1/a bzw. l/fk m ² K/W	Temperaturabfall K	Grenzflächentemperatur °C
					Kühlmedium -9,0
Rohrübergang		50,0	0,02	5,2	Rohroberfläche -3,8
Beton	0,02	2,3	0,00869	2,3	Betonoberfläche -1,5
Belag (hydr.)	0,005	1,50	0,00333	0,9	Belagsoberfläche -0,6
Eis	0,04	2,3	0,01739	4,5	Eisoberfläche + 3,9
Luftübergang		23,26	0,04299	11,1	Lufttemperatur + 15,0

0,0924

$$q = 1/0,0924 \times 24 = 259,7402 \text{ [W/m}^2\text{]}$$

Nach Erhärtung kunststoffmodifizierten Belages, der der Festigkeitsklasse C 70/85 zuzuordnen ist, erfolgte die Ermittlung der Abweichung von der Ebenheit, um festzustellen, ob die Anforderung nach einer maximalen Abweichung von der Ebenheit bezogen auf eine Strecke von 4,00 m im Ausmaß von 4,0 mm, gemessen mit einer 4,00 m langen Alu-Latte, eingehalten wurde. Da diese Anforderung nicht eingehalten war, erfolgte primär ein Überschleifen des Belages im erweiterten Einflussbereich von Hochpunkten und nur ein punktuelltes Auffüttern von Tiefstellen. Wegen der Härte des Belages nahmen diese Finisharbeiten mehrere Wochen Zeit in Anspruch, obwohl mit Industriediamanten besetztes Schleifwerkzeug verwendet wurde.

Da die Eisbereitung Ende Oktober 2007 problemlos erfolgte – annähernd gleichzeitige Eisbildung auf der gesamten Pistenfläche – kann die Sanierung als erfolgreich bezeichnet werden.

III. Fehlerquellen bei Estricharbeiten und deren Folgen

1.0 Fußbodenaufbau – Trocknungsverlauf, Maßnahmen zur Beschleunigung des Trocknungsverlaufes des Estrichs

Im Rahmen von Umbauarbeiten in einem Wohnhaus wurde eine Erneuerung des Fußbodenaufbaues im Obergeschoss wie folgt ausgeführt

Klebeparkett	2 cm
Zementestrich	6 cm
PE-Folie	
Trittschalldämmung	2 cm
Dampfbremse	250 m
Gebundene Styropor-Recycling-Schüttung	15 cm
Stahlbeton	20 cm

Am 3. 9. und 4. 9. 02, eine knappe Woche nach Einbau der EPS-Schüttung (27. 8. und 28. 8. 02) wurde der Estrich verlegt. Am 21. Oktober 02 wurde erstmals der Feuchtegehalt des Estrichs mittels CM-Methode bestimmt. Es wurden Werte um 3,0 Masse-% festgestellt, also Werte, die über dem für eine Holzbodenverlegung zulässigen Wert von maximal 2,0 Masse-% lagen.

Es erfolgten weitere Messungen des Feuchtegehaltes im unteren Estrichdrittel am 18. 11. 02, 2. 12. 02, 8. 1. 03, 3. 2. 03. Bei den anfangs Februar durchgeführten Feuchtigkeitsmessungen wurden Werte um 2,8 Masse-% bestimmt. Die Verlegereife des Estrichs war somit noch immer nicht erreicht.

Daraufhin durchgeführte Feuchtigkeitsmessungen in der gebundenen Styropor-Schüttung ergaben Werte zwischen 97–99%. Dies löste den Aufbau von Trocknungsanlagen und das Einblasen von vorgewärmter trockener Luft (Temperatur: 25–30°C, rel. Luftfeuchtigkeit 0,5–3,0%) in die gebundene Styropor-Schüttung aus. Über die Randfugen des Fußbodenaufbaus war die Möglichkeit des Austritts der feuchtigkeitsangereicherten, abgekühlten Luft gegeben. Der Trocknungsverlauf für einige ausgewählte Messpunkte ist für den Zeitraum 19. 2. 03 – 13. 3. 03 tabellarisch zusammengefasst.

Datum	Raumzustand	Messpunkt 1	Austritt Messpunkt	Messpunkt 3
19. 2. 03	16°C...3,1 g 28% kg	15°C...9,6g 90% kg	15°C...9,8g 90% kg	15°C...9,8g 92% kg
28. 2. 03	15°C...2,9 g 28% kg	15°C...9,3g 87% kg	15°C...7,5g 70% kg	16°C...7,3 g 65% kg
Datum	Raumzustand	Messpunkt 1	Austritt Messpunkt	Messpunkt 3
7. 3. 03	17°C...3,6g 30% kg	15°C...9,6g 88% kg	15°C...5,7g 54% kg	18°C...6,8g 53% kg
13. 3. 03	19°C...3,8g 28% kg	17°C...4,6g 38% kg	19°C...3,2g 23% kg	19°C...3,8g 28% kg

Vom Fußbodenleger durchgeführte Ermittlungen des Feuchtegehalts mittels CM-Prüfgerät ergaben am 25. 3. 2003 einen Wert von 2,7 Masse-% Feuchtegehalt und am 16. 4. 2003 einen Wert von 2,6 Masse-% Feuchtegehalt.

Mitte Mai 2003 wurden die Trocknungsgeräte abgebaut und der Holzboden verlegt.

2. Trocknungsverlaufssimulation

Für den ausgeführten Fußbodenaufbau wurde in Abstimmung mit dem Institut für Hochbau und Technologie Zentrum Bauphysik und Bauakustik der TU Wien eine Simulation des Trocknungs-Verlaufs des Fußbodenaufbaus für

Szenario 1... ohne Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung

- bei Luftfeuchtigkeit im Raum zwischen 15. 9. und 23. 9. 2002 von 80% vom 23. 9. 2002 bis 19. 2. 2003 von 70% und ab 19. 2. 2003 von 30%
- bei Luftfeuchtigkeit im Raum zwischen 15. 9. und 23. 9. 2002 von 80% vom 23. 9. 2002 bis 19. 2. 2003 von 50% und ab 19. 2. 2003 von 30%
- bei Luftfeuchtigkeit im Raum zwischen 15. 9. und 23. 9. 2002 von 80% und ab 23. 9. 2002 von 30%

Szenario 2 ... mit Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung

- bei Luftfeuchtigkeit im Raum zwischen 15. 9. und 23. 9. 2002 von 80% vom 23. 9. 2002 bis 19. 2. 2003 von 70% und ab 19. 2. 2003 von 30%
- bei Luftfeuchtigkeit im Raum zwischen 15. 9. und 23. 9. 2002 von 80% vom 23. 9. 2002 bis 19. 2. 2003 von 50% und ab 19. 2. 2003 von 30%

- bei Luftfeuchtigkeit im Raum zwischen 15. 9. und 23. 9. 2002 von 80% und ab 23. 9. 2002 von 30%

Szenario 3 ... Mit Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung bei Luftfeuchtigkeit im Raum zwischen 15. 9.–23. 9. 2002 von 80%, vom 23. 9. 2002 – 19. 2. 2003 von 70% und 15°C.

3.1 ab 19.02.03 ... Trocknung durch Absenkung der rel. Luftfeuchte im Raum auf 30%

3.2 zusätzlich zu 3.1. Abhebung der Temperatur in der gebundenen Schüttung auf 27°C

3.3 zusätzlich zu 3.2 Anhebung der Temperatur in der gebundenen Schüttung und in der Trittschalldämmung auf 27°C

3. Diskussion der Ergebnisse der Trocknungsverlaufssimulation

Szenario 1 – ohne Dampf bremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung

Ab dem Zeitpunkt der Absenkung der rel. Luftfeuchte im Raum (ab 19. 2. 2003) auf 30% ist ein deutlicher Knickpunkt in der Kurve 70% und 50% zu erkennen.

Szenario 2 – mit Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung

Gegenüber Szenario 1 (ohne Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung) ist deutlich der Einfluss der wirksamen Dampfbremse mit einer äquivalenten Luftschichtdicke von $p_e = 247$ m (Rechenwert 250 m) erkennbar.

Bis zur generellen Absenkung der Raumluftfeuchtigkeit auf 30% ab 19,02,03 betragen die CM-Feuchtigkeitswerte um ca. 1% weniger gegenüber dem Szenario ohne Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung. Dem Kurvenverlauf ist weiters zu entnehmen, dass wenn man die Raumluftfeuchtigkeit ab 21. 10. 2003

- auf 50% abgesenkt hätte, zum Zeitpunkt 29.02.2003 die Verlegereife des Estrichs erreicht worden wäre
- auf 30% abgesenkt hätte, die Verlegereife des Estrichs Anfang Jänner 2003 erreicht worden wäre.

Aufgrund der eingebauten Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung hätten Raumlufttrocknungsmaßnahmen ausgereicht, die Verlegereife des Estrichs wesentlich früher zu erreichen.

Szenario 3 – mit Dampfbremse zwischen Estrich und gebundener Schüttung 15°C und 70% rel. Luftfeuchte bis 19. 2. 2003 und drei Randbedingungen ab 19. 2. 22003

Durch das Absenken der Luftfeuchtigkeit im Raum auf 30% ab 19. 2. 2003 konnte der Feuchtegehalt des Estrichs um ca 0,6 Masse-% auf 2,0 Masse-% verringert und damit die Verlegereife für den Holzboden bis Mitte April in ca 6 Wochen erreicht werden.

Durch zusätzliches Einblasen warmer (27°C) trockener Luft (30%) in die Beschüttung reduziert sich die Trocknungsdauer um ungefähr weitere 2 Wochen. Wird warme trockene Luft in die Schüttung und die Trittschalldämmung eingeblasen, erfolgt eine weitere Verkürzung der Trocknungsdauer um knapp 2 Wochen.

4. Schlussfolgerungen

Die richtigerweise angeordnete Dampfbremse zwischen gebundener EPS-Schüttung und Zementestrich behindert nachschiebende Feuchtigkeit aus der Stahlbetondecke und der gebundenen Schüttung.

Betonbauteile – Untersuchung – Instandsetzung

Den Trocknungsverläufen unter verschiedene Randbedingungen gemäß Szenario 2 und Szenario 3 -beide mit Dampfbremse zwischen gebundener Schüttung und Zementestrich – ist zu entnehmen, dass, wenn raumluftseitige Trocknungsmaßnahmen durch Absenken der rel. Luftfeuchte beizeiten ergriffen worden wären, der angestrebte CM-Feuchtegehalt von 2,0 Masse-% im unteren Estrichdrittel bereits Ende Dezember 2002 erreicht worden wäre.

Die gewählte Trocknungsart durch Einblasen von warmer Luft

(Eintrittsgeschwindigkeit ca 20,0 m/sec, Austrittsgeschwindigkeit ca 0,3 m/sec) in die gebundene Schüttung bewirkt eine Reduzierung des Feuchtegehalts um ca 0,9 Masse -% (von 2,5 Masse-% auf 1,6 Masse-%) innerhalb eines Zeitraums von 6–7 Wochen.

Korrespondenz:
DI DR techn Karl MIEDLER
1170 Wien, Promenadegasse 57/B/9

