

Ausgewählte KKS-Ausführungsdetails in Tiefgaragen

Dr.-Ing. Sascha Lay

concrete concepts Ingenieurgesellschaft mbH, München, Deutschland

Zusammenfassung

Behandelt werden Ausführungsdetails mit Folgerungen für die Praxis a) für Bauteilflächen unter FOK (Sockel, Fundamente), b) zur Anodeneinbettungen in Ortbeton auf Zwischendecken und Rampenflächen, c) zum Schutz der Bewehrung in Sollbruchstellen mit massiven metallischen Einbauten und d) zur Notwendigkeit von Beschichtungen auf horizontalen Flächen mit Pfützen- und Rissbildung bei Anwendung von KKS.

1. Bauteilflächen unter FOK

1.1 Problemstellung

1.1.1 Konstruktion

Die Problematik des Schutzes schwer zugänglicher Flächen unter Bodenplatten wird am Praxisbeispiel erläutert: Die im Jahr 1978 am Sankt-Jakobs-Platz 11 im Zentrum Münchens in der Nähe des Viktualienmarkts errichtete Tiefgarage (TG) im Besitz der städtischen GEWOFAG hat eine Hauptausdehnung von ca. 35 m x 70 m. Die TG ist in ein kleines Zwischengeschoss und ein Untergeschoss unterteilt und bietet insgesamt 56 Stellplätze bei letztlich sehr verwinkelter Geometrie (Bild 1).

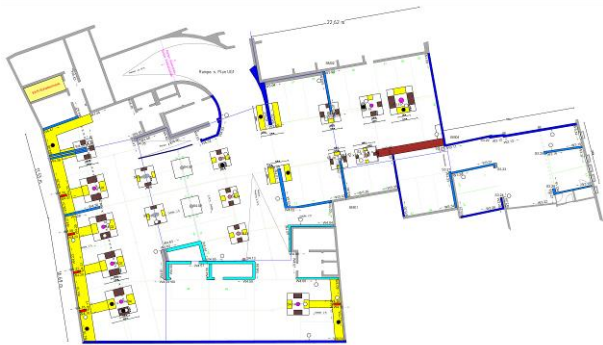


Bild 1: Grundriss UG2 mit KKS-Schutzzonen

Es handelt sich um eine monolithische Stahlbetonkonstruktion. Die Wände sind auf Streifenfundamenten, die Stützen auf teils sehr großflächigen Einzelfundamenten gegründet. Die TG ist vollständig überbaut.

Die Untersuchungen ergaben, dass die Fugen der Bodenplatten undicht waren, was zu einer nicht mehr tolerierbaren Tausalzbelastung der statisch relevanten Bewehrung auf den Oberseiten der Einzelfundamente geführt hatte. Das gleiche galt für Zerrbalken (Zugglieder) zwischen den Fundamenten. Im Zuge der Baumaßnahme wurde verifiziert, dass es noch nicht zu nennenswerten Querschnittsverlusten gekommen war.

Die Einzelfundamente weisen eine Durchstanzbewehrung auf, die an die Fundamentoberseiten geführt und dort verankert ist. Diese Bewehrung war zwingend vor Korrosion zu schützen. Da die Bodenplatte und die darunter liegenden Fundamente a) nicht elektrolytisch und b) nicht elektrisch gekoppelt sind, musste der KKS-Schutz unter der Bodenplatte erfolgen.

Die Wandfundamente waren an der Oberseite in aller Regel nicht oder nur konstruktiv bewehrt und erforderten keinen Schutz vor Korrosion. Sehr wohl mussten aber die Wand- und Stützensockel geschützt werden. Die Dicke der Bodenplatte wurde für die weitere Planung lokal variierend zu 25 bis 30 cm, davon rd. 50 mm Estrich festgestellt. Auf Grund dieser Dicke der Bodenplatte reichte es nicht aus, den KKS-Schutz auf die Fläche über FOK zu beschränken, da von keiner ausreichenden Wirtiefe bis zur Einbindung in die Fundamente ausgegangen werden konnte.

1.1.2 Nutzung

Erschwerend kam hinzu, dass die TG Teil eines Gebäudekomplexes mit stark diversifizierter Nutzung ist. Dazu zählen Geschäfte, ein Hotel und Café, Büros und private Wohnungen. In Konsequenz kam dem Lärmschutz im Zuge der Sanierung besondere Bedeutung zu.

1.1.3 Besondere Grundwasserverhältnisse

Der Bemessungswasserspiegel liegt ca. 2 m über OK Bodenplatte des UG2. Die TG wurde jedoch nicht als WU-Konstruktion ausgeführt, da dies zur Auftriebssicherheit eine Verankerung durch z.B. Zugpfähle erfordert hätte. Stattdessen verfolgte man damals das Konzept einer bewussten „Flutung“ im Fall hoher Grundwasserstände. Hierzu wurden explizit Überflutungsschächte vorgesehen. Insofern wurde die Bodenplatte auch ohne Außenabdichtung, nicht tragend und kleinflächig gefügt ausgebildet.

Im Sommer 2011 trat vor der Planung während starker Regenfälle Wasser durch die Fugen der Bodenplatte. Die dabei austretenden Wassermengen waren in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit unbedeutend, da es durch das vorhandene Gefälle zu keiner Pfützenbildung kam. Es zeigte sich jedoch, dass tatsächlich regelmäßig mit einer intensiven rückwärtigen Durchfeuchtung zu rechnen ist.

Die Aufgabe bestand also darin, die Sockelflächen sowie die Einzelfundamente unter FOK durch KKS zu schützen und möglichst lärmschonend und wirtschaftlich, sowie unter besonderer Berücksichtigung der Grundwasserverhältnisse.

1.2 Konzept, Details

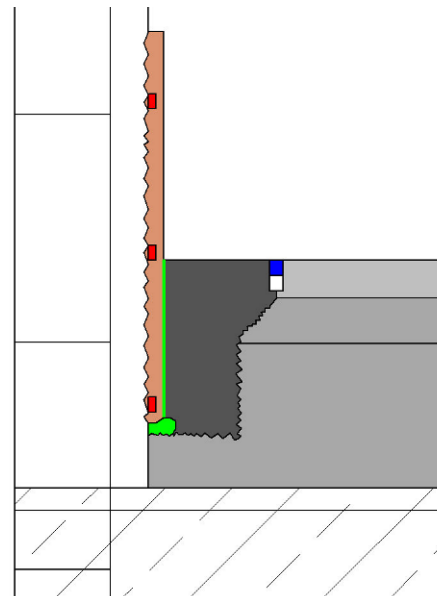
Die Alternative, den KKS-Schutz unter FOK ohne jeglichen Abbruch der Bodenplatte zu realisieren und zu diesem Zweck Diskretanoden zu verwenden, wurde aus folgenden Gründen verworfen: a) Kosten, b) erheblicher Bohraufwand mit der Folge von Körperschall, c) enge Bewehrungslage und vergleichsweise große Plattendicke.



Bild 2: Einzelfundamente von Stützen mit KKS

Daher wurde hier der Weg beschritten, die zu schützenden Durchstanzonen der Fundamente durch lokalen Abbruch der Bodenplatte freizulegen

und durch konventionelle Bandanoden zu schützen (Bild 2 bis 4).



Legende:

- KKS-Einbettung: SPCC, PCC
- KKS-Einbettung, Reprofilierung: Ortbeton
- Fugenmasse alt
- Fugenmasse neu, in Schlitz unter Rundschnur werden verlegt: a) 2 Kupferbänder als Leckagesensor, b) KKS- u. Monitoringkabel aus Fundament
- Monitoringzone: stichprobenhafte Installation von Markoelementsensoren, Referenzelektroden, MRE + Leckageortung unter Fugenmassen
- PUR-Schaum für elastische Abstellung bzw. Folie/ Abdichtung zur mech. Entkopplung von Einbettungsmörtel und Ortbetongängung
- KKS: Bandanoden

Bild 3: Detail zu (Bild 2), KKS-Einbettung auf Stützensockel mit mechanischer Entkopplung von Bodenplatte

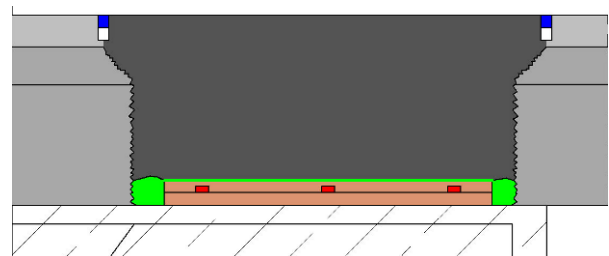


Bild 4: Detail zu (Bild 2), KKS-Einbettung auf Fundament mit mechanischer Entkopplung von Bodenplatte

Durch die Grundwasserverhältnisse ist grundsätzlich mit einer zeitweiligen Wassersättigung der Anodeneinbettung der Fundamente zu rechnen. Insgesamt können hier sehr sauerstoffarme Bedingungen entstehen. Trotz ausreichender Schutzwirkung gelingt hier der Nachweis einer hinreichenden Schutzwirkung durch eine Depolarisationsmessung (100 mV-Kriterium nach [1]) nicht zwingend. Aus diesem Grund wurden hier neben den üblichen Referenzelektroden auch sog. Multi-Ring-Elektroden (MRE) als indirekte tiefenabhän-

gige Feuchtesensoren und Makroelementensensoren eingebaut. Durch die MRE können Feuchteänderungen zeitlich nachvollzogen werden. Durch die zusätzlichen Makroelemente (Betonstahl in stark chloridhaltigem Mörtel) kann neben der reinen Depolarisation die ausreichende Schutzwirkung nachgewiesen werden. Zu erwähnen ist in diesem Zusammenhang, dass die Bodenplatte bzw. die Fundamente zwischen dem höchsten und tiefsten Punkt einen signifikanten Höhenunterschied aufweist. D.h. es stehen bei hohem Grundwasserstand nicht zwingend alle Fundamentoberseiten gleichzeitig im Wasser. Die Lage der Sensoren wurde deshalb so gewählt, dass alle Höhenbereiche abgedeckt werden.

Eine weitere Besonderheit ist, dass in die Fugen oberhalb der statisch relevanten Einzelfundamente eigens entwickelte Feuchtesensoren eingebaut wurden (Bild 5).



Bild 5: Feuchtesensoren in Bodenfugen über kritischen Fundamentbereichen

Hintergrund ist, dass nur solche Durchstanzzonen einen KKS-Schutz erhielten, die unmittelbar unter Fugen der Bodenplatte liegen, vgl. Bild 2. Im Fall von erneuten Leckagen war ein Zutritt von tausalzhaltigen Wässern zu diesen ungeschützten Fundamentoberseiten zwar unwahrscheinlich, aber nicht gänzlich auszuschließen. Statt eines präventiven KKS-Systems wurden daher Feuchtesensoren eingebaut, die über die visuell erkennbaren Hinweise weitere objektive Hinweise für beginnende Defekte der Fugenmassen liefern sollen, so dass diese rechtzeitig erneuert werden können.

Diese Sensoren bestehen aus zwei parallel verlaufenden Kupferbändern, die durch ein Vlies voneinander getrennt sind. Im trockenen Zustand besteht zwischen beiden Bändern ein sehr hoher Widerstand im $M\Omega$ -Bereich. Bei lokalem Feuchtezutritt sinkt der Widerstand in den Ω -Bereich. Zur Messung wurden an jeder betreffenden Stütze eigene Messanschlüsse verlegt, so dass der Wechselstromwiderstand ($f = 120 \text{ Hz}$) im Zuge der jährlichen Inspektionen manuell gemessen werden kann.

Fazit: Schwer zugängliche Flächen unter FOK (Bodenplatte) wurden durch lokales Freilegen über Bandanoden geschützt. Zudem wurde ein Monitoringsystem bestehend aus Referenzelekt-

roden, Multi-Ring-Elektroden, Makroelementen in den Stahlbetonbauteilen sowie Feuchtesensoren in Bodenfugen umgesetzt.

1.3 Ausführungshinweise

Anders als sonst üblich konnten auf Grund der beengten Platzverhältnisse entlang des schmalen Streifens in der Bodenplatte entlang von Sockeln keine Sterndübel zur Befestigung gesetzt werden. Hier wurden die Anodenbänder daher zunächst provisorisch mit Streifen aus Dämmplatten zwischen Wand und Bodenplatte verspreizt. Hierdurch entstand gegenüber den üblichen Sterndübel kein Mehraufwand, sondern ein Vorteil.

2. Anodeneinbettung in Ortbeton

2.1 Problemstellung

Die Oberseiten der Rampe und Zwischendecke der zuvor beschriebenen Tiefgarage wurden vollflächig mit einem KKS-System ausgestattet. Hierzu kamen Bandanoden zum Einsatz. Die in Übereinstimmung mit [1] notwendige Aufdopplung auf Flächen mit Betondeckungen von $\leq 15 \text{ mm}$ erfolgte mit einem PCC. Dagegen sollte die volumen- und damit kostenintensive Einbettung der Bandanoden statt der üblichen Einbettung aus PCC durch Ortbeton unter Einsatz einer für KKS-Anwendungen nachweislich geeigneten Haftbrücke stattfinden. Der Hauptgrund für diese planerische Festlegung war in der erheblichen Kostensparnis begründet.

Der Bauherr hatte vergleichsweise geringe Anforderungen an die Optik. Zudem wurde vom Bauherrn möglichst eine Lösung ohne wartungsbedürftige Beschichtungen gewünscht. Eine Beschichtung hätte hier im unteren Bereich der Rampe auf Grund der rückwärtigen Durchfeuchtung vermutlich ohnedies Schaden genommen.

Die Aufgabe bestand also darin, eine Anodeneinbettung unter Verwendung von Ortbeton mit Gewährleistung einer hinreichenden Griffigkeit und Dauerhaftigkeit (primär XF4) zu realisieren.

2.2 Konzept

Der Untergrund wurde für die nachfolgende Einbettung zur Erzielung einer dauerhaften mechanischen Verzahnung durch HDW hinreichend aufgeraut (Rautiefe ca. 3 bis 4 mm).

Auf der Zwischendecke wurde mit der Anodeneinbettung aus Ortbeton gleichzeitig die Gefälleausbildung realisiert. Die Oberfläche der Zwischendecke wurde mehrfach abgeschleibt (aber nicht zusätzlich flügelgeglättet), so dass eine feinraue und damit rutschsichere Oberfläche entstand. Hier wurde ein Luftporenbeton verwendet, siehe hierzu

weiter in Abschnitt 2.3.1. In diesem Zusammenhang wird besonders darauf hingewiesen, dass LP-Betone zwar abgeseiht, aber keinesfalls flügelgeglättet werden dürfen, da hierdurch ein randnahes Luftporenpolster entstehen kann, welches zu Ablösungen führt.

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Griffigkeit auf der Rampe stellten wir dem Bauherrn verschiedene Alternativen zur Auswahl:

- a) Eine Kunstharzbeschichtung wurde auf der Ortbetoneinbettung seitens des Bauherrn nicht gewünscht, da diese einem Verschleiß und damit einer Wartung unterliegen würde.
- b) Eine Besenstrichstruktur ist handwerklich fehleranfällig und würde im Zuge der langen Restnutzungsdauer abgefahren.
- c) Aus diesem Grund sah die Planung eine Einbettung durch einen Beton mit Basaltsplitt und einer Waschbetontextur vor, die durch einen Oberflächenverzögerer inkl. Nachbehandlungsfilm über manuelles Auskehren erzeugt wurde. Der Einsatz von Waschbeton in einer Tiefgarage ist zweifellos ungewöhnlich, verspricht aber ein hohes Maß an Rutsicherheit bei langfristig gleichbleibender Textur und Optik. Auf die betontechnologischen Details wird noch näher eingegangen.

Die Einbettung der Bandanoden in Ortbeton erforderte im Vorfeld diverse Voruntersuchungen. Dies betraf im Wesentlichen die folgenden Aspekte:

- Anpassung des Elektrolytwiderstands der Einbettung an den Bestand
- Ausführbarkeit von Waschbetontextur mit Basaltsplitt auf Rampe

2.3 Details

2.3.1 Betontechnologie, Elektrolytwiderstand

Die damals gültige DIN EN 12696 [1] besagte, dass der elektrolytische Widerstand eines Reparaturmörtels innerhalb 50% und 200% des nominalen Widerstands des Altbetons liegen muss. Anodenüberdeckungen sollten 200% des elektrischen Widerstandes des Ausgangsbetons bis zu einem Maximum von 100 k Ω cm in den „Umgebungsbedingungen“ überschreiten, solange die Anode in der Überdeckung in der Lage ist, den entsprechenden Strom bei dem entsprechenden Potential in einer Überdeckung dieses Widerstandes fließen zu lassen.

Die neue Fassung in Form der DIN EN ISO 12696 [2] gibt keine Grenzen mehr vor. Es heißt:

„Der Einfluss von Änderungen des spezifischen elektrischen Widerstandes des Betons auf das kathodische Korrosionsschutzsystem ist zu berücksichtigen. Es gibt keine sicheren Leitfäden bezüglich der Grenzen des spezifischen elektrischen Widerstands in Bezug auf den kathodischen Korrosionsschutz, aber der Planer muss

prüfen, ob ein voller Schutz, wo erforderlich, erzielt werden kann für die Bereiche und absoluten Werte des auf dem Bauwerk vorgefundenen Widerstands des Betons.“

D.h. die Messung des Elektrolytwiderstands und dessen Berücksichtigung in der Planung ist selbstverständlich notwendig. Eine zielgerichtete Messung des Widerstands im Altbeton unter den zukünftig zu erwartenden Umgebungsbedingungen ist aber aus unserer Sicht praktisch nicht zielsicher umsetzbar:

- Zu Beginn stellt sich allein schon die Frage, was die späteren Umgebungsbedingungen sein werden und wie diese zielsicher simuliert werden sollen. Eine Prüfung über das gesamte potentiell mögliche Feuchtespektrum ist nicht zielführend bzw. zeit- und kostenintensiv. Auch ist es technisch sehr aufwändig, über das gesamte Feuchtespektrum sich sehr ähnlich verhaltende Rezepturen zu entwickeln.
- Zudem werden die Widerstände des Bestands durch die Sanierung erheblich verändert (Feuchteintrag während Sanierung, ggf. Beschichtungen, usw.), so dass der status quo nur bedingt belastbare Aussagen für die spätere Nutzung liefert.
- Ferner ergeben Messungen des Elektrolytwiderstands unter trockenen Bedingungen vor Ort mit üblichen Wenner-Messungen sehr unzuverlässige Messwerte, die nur geringe Aussagekraft haben.
- Will man dieses Problem umgehen und entnimmt z.B. Bohrkerne, um diese in trockenen Umgebungsbedingungen zu lagern, so werden die Widerstände allein durch die Entnahme (nur durch Nassbohren möglich) verfälscht. Eine Einlagerung in ein Klima bis zur Massekonstanz ist darüber hinaus zum einen willkürlich bzw. äußerst zeitintensiv. An solchen Kernen können dann 2-Elektrodenmessungen durchgeführt werden, die immer noch extremen Schwankungen unter trockenen Bedingungen unterliegen.

Insofern wurde vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton in Bezug auf die alte DIN EN 12696 [1] eine Empfehlung erarbeitet [3], welche dieses Dilemma auflösen sollte. Diese sieht vor:

- KKS-Funktionsprüfung: Erreichen des 100 mV-Kriteriums mit gesamten Anodensystem (Anode und Einbettung)
- Nachweis der Ähnlichkeit der Elektrolytwiderstände des Einbettungsmörtels für sämtliche zu erwartenden Umgebungsbedingungen

Letztlich steckte in dieser Empfehlung aus Sicht des Autors keine wesentliche technische bzw. praktische Vereinfachung. Praktisch umgesetzt wurde diese Empfehlung, indem ein Produkther-

steller von PCC-Mörteln ein umfangreiches Prüfprogramm mit entsprechendem Gutachten beauftragte. Überprüft bzw. bestätigt wurde hierbei z.B.:

- Gleichmäßigkeit der Stromverteilung
- Lieferung einer praxisüblichen Stromdichte bei praxisüblicher Treibspannung
- Widerstandsspanne des Altbetons im „Kern“ (z.B. 15 bis 200 k Ω cm) für welche ein Produkt (PCC) angewandt werden kann. Außerhalb dieser Spanne werden weitergehende Prüfungen wie Messung unter Wassersättigung empfohlen.

Die Ergebnisse solcher Untersuchungen waren und sind bislang mitunter nur bedingt brauchbar, weil teils keine Feuchteisothermen für die jeweiligen Produkte gegenüber gestellt werden. Der Dreisatz von zu erwartender relativer Feuchte in der Umgebung bzw. in der Einbettung auf Absolutwassergehalte um damit Schätzwerte für die Widerstände zu erhalten ist also nur sehr grob möglich.

In Österreich beschreitet man einen pragmatischen Weg. In [4] wird eine generelle Eignung einer mineralischen Einbettung vorgesehen, wenn deren Elektrolytwiderstand durch Wenner-Messung an drucklos mit Wasser gesättigten Proben im Alter von 28 Tagen im Bereich von 5 bis 15 k Ω cm liegt. Die theoretische Kritik an dieser sehr pragmatischen Vorgehensweise besteht darin, dass mineralische Baustoffe (Mörtel, Beton) unterschiedliche Beziehungen zwischen Wassergehalt und Elektrolytwiderstand aufweisen können, sodass bei ähnlichem Widerstand unter Wassersättigung sehr unterschiedliche Widerstände im trockenen Zustand vorliegen können. Zudem wird hier eine Altersabhängigkeit und einer möglicher Einfluss einer Carbonatisierung vernachlässigt, was in [1, 3] aber auch nicht explizit berücksichtigt wird.

Im vorliegenden Fall zeigten die eigenen Wenner-Messungen (Oberflächenmessung) vor Ort folgende Ergebnisse unter den damals vorherrschenden Bedingungen (Werte alle in [k Ω cm]):

- Oberseite Zwischendecke und Rampe nach Estrichentfernung und Abtrocknung nach HDW-Aufräumen: 3 bis 100, im Mittel $m = 20$
- Stützen UG1: 30 bis 670, $m = 320$
- Stützen UG2: 6 bis 190, $m = 85$
- Wände UG1: 6 bis 170, $m = 55$
- WändeUG2: 6 bis 140, $m = 45$

Es traten, wie zuvor erwähnt und zu erwarten, extrem starke Streuungen der Werte auch innerhalb gleicher Bauteile (z.B. gleiche Stütze im gleichen Geschoss oder auch über unterschiedliche Geschosse) auf. Die Messwerte an den Sockeln lagen aber weitgehend in der Spanne des vorab

anvisierten PCC bei üblicherweise grob zu erwartenden Wassergehalten. Hier konnte auf vorhandene Gutachten des ibac in Aachen aufgebaut werden.

Dagegen war hier für die Ortbetoneinbettung die Eignung noch zu prüfen. Zu diesem Zweck wurden aus der Rampe und der Zwischendecke Bohrkern entnommen und diese bis zur Massenkonzanz wassergesättigt. Die daran über 2-Elektrodenmessung (bei 120 Hz) bestimmten Widerstände lagen bei 60 bis 70 k Ω cm. Die Werte wichen also signifikant von den vorgenannten Wenner-Messungen ab. Die Ursache hierfür war vermutlich, dass die Randschicht des Altbetons vor Ort durch die Arbeiten stark durchfeuchtet, in der Tiefe aber wesentlich trockener war. Die Wenner-Messung geht von einer Ausbreitung des Stroms in Form einer Halbkugel aus. Das ist aber nur bei homogenen Feuchteverhältnissen der Fall. Hier floss der Strom vermutlich primär oberflächennah. Bezogen wird der Strom aber auf das vorgenannte Halbkugelvolumen (sog. konstanter Formfaktor). Insofern errechnet sich ein zu geringer Widerstand (tatsächlich durchflossenes Volumen ist viel kleiner, als dies der konstante Formfaktor der Geräte vorsieht). Solche Messfehler treten bei der 2-Elektrodenmessung nicht auf, da das durchflossene Volumen eindeutig ist.

Insgesamt war der Widerstand des Bestandsbetons für die damalige Bauzeit ungewöhnlich hoch. Die o.g. Größenordnung von Widerständen unter Wassersättigung sind z.B. typisch für Betone aus hoch hüttensandhaltigen Zementen (heute CEM III). Das erklärte auch die bis dato moderaten Tausalzeiträge bzw. praktisch gänzlich ausgebliebenen Querschnittsverluste der Bewehrung (hoher elektrischer Widerstand \rightarrow geringe Korrosionsrate).

Um den Anforderungen der damals noch gültigen Normung [1] zu genügen, hätte ein Einbettungs beton bzw. –mörtel mit praxisunüblich hohen Widerständen verwendet werden müssen. Das ist aus elektrotechnischer Sicht aber nicht zweckmäßig: Um eine möglichst homogene Stromverteilung über die Oberfläche der Bewehrungseisen zu bekommen, ist es bei hochohmigem Bestandsbeton sinnvoller, den Schutzstrom durch einen niederohmigen Mörtel oder Beton an der Oberfläche des Bestandsbetons zu „verteilen“. Damit wird hier nicht noch zusätzlichen Widerstand eingebaut, der den elektrischen Abstand zwischen anodennahen und anodenfernen Bewehrungseisen noch zusätzlich erhöhen würde. Diesem Zusammenhang trägt die heutige Norm [2] auch Rechnung, indem sie die entsprechenden Freiräume für den Planer lässt.

Daher wurde bei diesem Objekt vielmehr darauf gesetzt, einen Einbettungs beton im Bereich sonst

praxisüblicher Widerstände mit möglichst hoher Leitfähigkeit zur sicheren elektrolytischen Ankopplung und homogenen Stromverteilung zu verwenden. Es wurde eine Rezeptur mit folgenden Vorgaben ausgewählt:

- Festigkeitsklasse: C30/37 mit LP
- Luftporengehalt: 5,5 bis 6,5 Vol.-%
- Zementart: CEM II/A-LL 42,5R
- $w/z = 0,50$
- Körnung: für Zwischendecke Rundkorn mit $D_{\text{Max}} = 8 \text{ mm}$, für Rampe Basaltsplitt $D_{\text{Max}} = 16 \text{ mm}$

Die Verwendung eines LP-Betons hatte folgende Gründe: Eine wesentliche Frost-Tausalzbelastung (XF4) ist entsprechend eigener Klimamessungen im Vorfeld in der TG allenfalls im Torbereich zu erwarten. Das Ziel eines LP-Betons war daher neben der Frost-Tausalz-Beständigkeit, den E-Modul des Betons möglichst zu reduzieren und somit einer Enthftung der Einbettung entgegen zu wirken. In diesem Zusammenhang wurde ferner eine entsprechend gründliche Untergrundvorbereitung durch HDW vorgesehen. Da der Bauherr keine Beschichtungen vorsah, war die Wahl eines LP-Betons insofern auch unkritisch.

Die Messung der Widerstände an Würfeln mit der Wenner-Methode umgerechnet auf die geometriebereinigten 2-Elektrodenmessung ergab, Werte in $[\text{k}\Omega\text{cm}]$:

- 21d, wassergesättigt: 6,5
- 21d, 65% r.F.: 10,0
- 130d, wassergesättigt: 7,9
- 130d, 65% r.F.: nicht zuverlässig messbar

Der elektrische Widerstand des hier verwendeten Betons mit CEM II/A-LL 42,5R ändert sich entsprechend eigener umfangreicher Untersuchungen nach etwa 100 Tagen praktisch nicht mehr [5]. Der verwendete Beton erfüllt damit sowohl in jungem Alter und vor allem im höheren Alter nach Abschluss der Hydratation die pauschalen Anforderungen in [4] im wassergesättigten Zustand und verhielt sich sehr ähnlich zu heute auf dem deutschen Markt üblichen und für KKS-Anwendungen geprüfte PCC, wie sie hier auch an Reparaturstellen und zur Einbettung der Sensoren verwendet wurden.

Zu betrachten blieb abschließend das bewusst gewählte Verhältnis der Widerstände der Einbettung der Anodenbänder als auch Sensoren, sprich der Reparaturstellen, und des Altbetons von etwa 1:10, welches deutlich von der damaligen Normvorgabe [1] abwich. Für die Bewertung sind zwei Fälle zu betrachten:

Zum einen kann bei einem sehr leitfähigen Betonersatz die für die Anodenbänder zulässige Strom-

dichte an Reparaturstellen theoretisch überschritten werden. Dies entspricht neben Flächen mit lokalen Ausbesserungen (Kiesnester, Aufdopplung, etc.) auch Stellen, an welchen Referenzelektroden eingebaut sind. Eine Überschreitung kann hier aber praktisch nicht auftreten, weil die Systemsteuerung den Strom entsprechend begrenzt.

Wesentlich ist dann noch die Frage, ob überall eine hinreichende Stromdichte bereitgestellt wird. Denn die Steuerung des Systems erfolgt über Referenzelektroden, die in einer Einbettung mit geringerem Widerstand gegenüber dem Bestand eingebettet ist. Hierdurch kann auf den übrigen ungestörten Stellen bei hochohmigen Altbeton und hoher Betondeckung eine zu geringe Schutzstromdichte eingespeist werden. Um dies zu vermeiden, sieht die Norm [1] vor, dass die Regelung der Anlage über Bezugselektroden erfolgt, die im Bereich korrodierender Bewehrung im „ungestörten“ Originalbeton angeordnet sind. In dieser strengen Form ist das praktisch kaum realisierbar, da der Einbau jeder Elektrode wiederum eine Störung darstellt. Sehr wohl wurden hier wie allgemein üblich die Referenzelektroden in einer Öffnung nahe an den Rand gelegt, so dass von wenig gestörten Bedingungen ausgegangen werden kann.

Zudem wurde in [6] gezeigt, dass auch bei einem Altbeton mit sehr hohem Widerstand (CEM III, $w/z = 0,45$), einer Betondeckung von 40 mm und einer im Vergleich dazu niederohmigen Anodeneinbettung mit rd. 10 $\text{k}\Omega\text{cm}$ (bei Wassersättigung) weder eine Überlastung üblicher Anoden auftritt und zudem eine bei weitem ausreichende Schutzstromdichte von rd. 15 mA/m^2 Bewehrungsfläche gewährleistet wird. Das galt in den Untersuchungen selbst dann noch, wenn die Referenzelektroden (über welche das System gesteuert wird) in der o.g. leitfähigeren Einbettung in deutlicher Entfernung vom Altbeton zu liegen kamen. Im vorliegenden Fall ist die Betondeckung der Rampe und Decke vergleichsweise gering, so dass sich Unterschiede in der Leitfähigkeit von Einbettung und Altbeton ohnedies praktisch nur wenig auswirken dürften, vgl. [6].

Unter Berücksichtigung dieser Zusammenhänge war es aus Sicht des Autors hier zweckmäßig, von den damaligen und auch heutigen Normen [1, 2] bewusst abzuweichen und eine wesentlich leitfähigere Einbettung der Anoden und auch Sensoren gegenüber dem Altbeton zu verwenden.

2.4 Ausführungshinweise

2.4.1 Logistik

Der gegenüber PCC-Mörteln (Sackware) erheblich geringere Materialpreis wird teilweise wieder durch

die Erfordernis für Vorversuche, eine ggf. notwendige Betonpumpe und einen höheren kurzfristigen Personalbedarf kompensiert. Zudem sind einige Besonderheiten/ Schwierigkeiten einzurechnen:

- Um die Preisvorteile von Ortbeton zu nutzen, muss dieser in relativ großen Mengen abgerufen werden. Dies empfiehlt sich auch alleine daher, da sich bei Kleinmengen etwaig im Fahrzeug verbleibende Waschwässer gravierender auswirken. Übliche Kubaturen können aber praktisch nur durch Pumpeneinsatz verarbeitet werden. Dies stellt generell in einer geschlossenen Tiefgarage und stellte auch hier ein logistisches Problem dar. So war auf Grund der Verwendung von Splittkorn ein Stahlrohr mit $d = 125 \text{ mm}$ zum Pumpen notwendig.
- Dies machte wiederum ein Arbeiten von unten nach oben auf der Rampe notwendig, weil Rohrteile zwar abgebaut, aber während des Pumpens nicht einfach angebaut werden können (wegen fehlender Schmierung). Dieses Arbeiten von unten nach oben bei steilen Rampen stellt eine handwerkliche Herausforderung an das Personal dar, da gegen die Neigung abgezogen werden muss. Ohne entsprechende Sorgfalt können Riefen beim Abziehen entstehen.
- Überdies müssen die Schläuche am Ende der Rohr- oder Schlauchleitung über die Bodenfläche gezogen werden. Hier befinden sich aber die verdübelten Anodenbänder. Es ist also hohe Sorgfalt notwendig, um einen Pumpenschlauch zu führen ohne Schäden an den Anodenbändern zu verursachen.

2.4.2 Waschbeton auf Rampe

Ein weiterer wesentlicher Punkt bestand hier in der Ausführung eines Waschbetons mit Basaltsplitt unter den beengten und stark abschüssigen Bedingungen einer Tiefgargenrampe. Dies betraf folgende Kriterien:

- erzielbare Textur
- Pumpbarkeit
- manuelle Verteilung und Glättung
- Lagestabilität unter Gefälle

Um sicher zu stellen, dass der vorgesehene Beton unter dem Rampengefälle nach Einbau lagestabil bleibt, d.h. nicht abrutscht, wurde zuvor im Kleinmaßstab Versuche mit dem Betonlieferanten durchgeführt. In diesem Zuge wurden auch Probe- bzw. Referenzplatte zur erzielbaren Textur hergestellt (Bild 6).

Ein Splittbeton ist auch nur eingeschränkt pumpbar, siehe Hinweise zu Stahlrohrleitungen in Abschnitt 2.4.1.

Letztlich war der erfolgreiche Einbau dieses ungewöhnlichen Betons in der hier gegenständlichen Tiefgarage nur durch das konstruktive Zusammenwirken aller Beteiligten möglich. Diese Folgerung steht hier letztlich exemplarisch für die gesamte hier realisierte KKS-Instandsetzung.



Bild 6: Waschbetontextur unter händischer Herstellung

3. Sollbruchstellen mit metallischen Einbauten

3.1 Problemstellung

Die Bodenplatten und Zwischendecken einer etwa 9.500 m² umfassenden Tiefgarage in München-Aschheim wurden in fugenloser Stahlbetonbauweise hergestellt. Im Fall der Bodenplatte handelt es sich um eine Flachgründung. D.h. die Bodenplatte übernimmt neben der Dichtfunktion (WU-Platte) auch die Lastabtragung aus den aufgehenden Bauteilen. Sie ist insofern von statischer Relevanz. Bei den Zwischendecken handelt es sich um eine Flachdeckenkonstruktion.

Die Bodenplatte und Zwischendecke wurde mit Gefälle mit Hochpunkt in der Fahrspurachse und den Tiefpunkten an den Wänden ausgebildet. Die Besonderheit der Bauweise ist, dass in die Bodenflächen Höhenleeren in Form von Flacheisen mit einer Dicke von ca. 5 mm und einer Höhe von ca. 40 mm eingebaut wurden, (Bild 7 und 8).

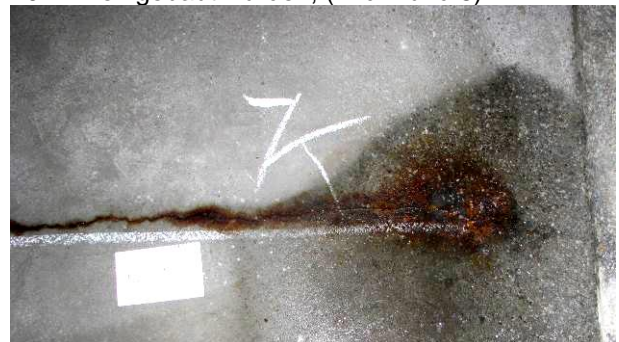


Bild 7: Riss mit Rostfahnen über eingebettete Höhenleere (Sollrissstelle)



Bild 8: Höhenleere in Bodenfläche, darunter kreuzende Bewehrung

Diese Höhenleeren wurden auf die Bewehrung aufgeständert (geschweißt), um darüber den Konstruktionsbeton im Gefälle abziehen zu können. Die Oberkante dieser im Beton verbliebenen Höhenleeren ragt an die Oberkante des Konstruktionsbetons. Auf die fertig abgezogene Bodenplatte wurde sodann ein zementgebundener Verbundestrich mit einer Stärke von ca. 10 bis 15 mm aufgebracht, um diese Leeren zu kaschieren.

Die im Konstruktionsbeton verbliebenen Höhenleeren wirkten als „Sollbruchstelle“. D.h. der Konstruktionsbeton der Bodenflächen riss hier auf. Die Risse ragen über die oberste Bewehrungslage hinaus. In den Flachdecken entstanden hier häufig Trennrisse. Zwischen diesen vermutlich unplanmäßigen Sollbruchstellen blieben die Bodenflächen nahezu überall rissfrei. In die entstandenen Risse drang mangels einer rissüberbrückenden Schutzschicht (Beschichtung, Abdichtung oder lokale Bandage) Tausalz ein. Hierdurch kam es zur tausalzinduzierten Korrosion an den stählernen Höhenleeren (untergeordnete Bedeutung) und der darunter kreuzenden Bewehrung, (Bild 9). Abseits von Rissen kam es nachweislich mit wenigen lokalen Ausnahmen zu keiner Korrosion, (Bild 9). Weitergehende Lebensdauerprognosen konnten zeigen, dass dies während einer hinreichend langen Restnutzungsdauern auch trotz des Tausalzeintrags in den ungerissenen Randbeton so bleiben wird. Zu schützen war damit einzig die Bewehrung im Riss. Die Erkundungen zeigten, dass eine Korrosion zwar begonnen hatte. Die teils nach rd. 10 Jahren bereits vorhandenen Korrosionsnarben waren auf Grund des hohen Elektrolytwiderstand des Betons mit hohen Anteilen an Hüttensand (CEM III) tolerierbar klein, so dass KKS noch in Frage kam.

Auf Grund des erheblichen Umfangs war statt Diskretanoden aus wirtschaftlichen Gründen der Einsatz von Anodenbändern anvisiert. Die besondere Problematik bestand hier darin, dass a) die eigentlich zu schützende Bewehrung teils sehr tief unter den stählernen Höhenleeren liegen und b) die Höhenleeren elektrisch mit der Bewehrung verbunden sind.

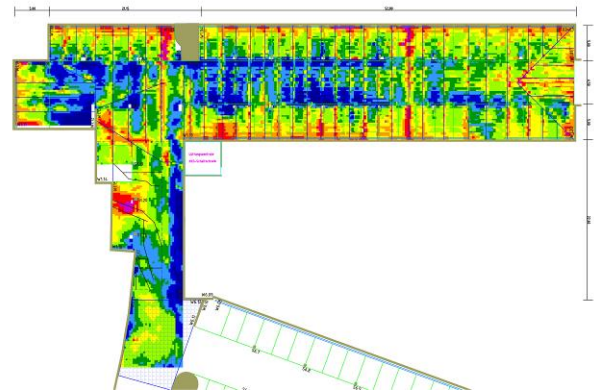


Bild 9: Auszug zu Potentialfeldmessungen auf Bodenplatten. Korrosion findet weitgehend nur in Sollbruchstellen über Höhenleeren statt

Für den KKS-Schutz bedingte dies, dass die Bänder zum einen möglichst tief einzuschlitzen waren. Vor allem aber stand zu befürchten, dass die große korrosionsaktive Fläche der Höhenleeren einen hohen Anteil des Schutzstroms verbrauchen würde. Die offene Frage lautete daher: Wie viele Anodenbänder sind in welcher Tiefe und in welchem Abstand notwendig, um einen hinreichenden Schutzstrom einzubringen?

3.2 Konzept

Die hier gestellte Frage kann theoretisch durch Simulationen beantwortet werden. Entsprechende Modelle bzw. Software (z.B. BEASY) sind auf dem Markt verfügbar. Die Simulationen wären aber vergleichsweise aufwändig gewesen. Zudem bleibt auf Grund der zahlreichend Systemvariablen dabei immer die Restunsicherheit, ob die Realität tatsächlich hinreichend genau abgebildet wird. Daher entschied sich der Autor für eigene Versuche im Kleinmaßstab.

3.3 Details

3.3.1 Versuchsaufbau

Betrachtet wurden 3 Konstellationen/ Versuchsaufbauten unter Variation von:

- Betondeckung bzw. Abstand zwischen Höhenleere und Bewehrung (hoch in Fahrspur = Hochpunkt, niedrig entlang Wänden = Tiefpunkt), bei möglichst konstantem Abstand zwischen Anodenbändern und Bewehrung von ca. 15 mm
- Eingeschlitzte (durch Estrich bis in Konstruktionsbeton) oder auf Beton aufgedübelte Bänder (mit Ersatz Estrich durch Einbettung)
- Anzahl der Anodenbänder 1 bis 6
- Abstand der Anodenbänder zum Riss



Bild 10: KKS-Probeaufbau entlang Rissen/ Sollbruchstellen mit massiven metallischen Einbauten (Höhenleeren) im Beton zur Ermittlung der KKS-Konfiguration

Ziel war es, die Stahlhöhenleeren gezielt im Prüfsystem zu belassen oder ausschalten zu können. Hierzu wurden diese so durchtrennt, dass keine elektrische Verbindung mehr innerhalb einer 1 m langen Prüffläche vorlag. Innerhalb der 1 m langen Prüfabschnitte wurde der Ort mit dem unedelsten Potential durch Feinmessungen lokalisiert. Hier wurden 2 Referenzproben durch vertikale Bohrungen eingebracht. Eine Referenzprobe wurde auf Höhe der Bewehrung und eine auf Höhe der darüber liegenden Höhenleere eingebaut. Unmittelbar neben der tief liegenden Referenzelektrode wurde ein sog. künstliches Makroelement eingebaut (Betonstahlprobe in Zementsuspension mit Chloridgehalt von ca. 4 M.-% Z).

3.3.2 Prüfablauf

Ein Messzyklus je Testreihe fand wie folgt statt:

- Zunächst wurde vor der Polarisation das Makroelement von der Bewehrung und dem Flacheisen getrennt, um das Potential des Makroelements allein bezogen auf die tiefliegende Referenzelektrode zu messen.
- Im Anschluss wurde die jeweilige Messkonfiguration (Bewehrung + Makroelement + Flacheisen, Bewehrung + Makroelement) zusammengeschaltet und das Potential dieser Konfiguration bezogen auf die tief und hoch liegende Referenzelektrode vor der Polarisation bestimmt. Es wurde also ein Mischpotential gemessen, wie es unter den realen Bedingungen auch auftritt. Gleichzeitig wurde auch der Geräteausgangsstrom mitgemessen, um sicher zu stellen, dass keine Polarisation erfolgt. Die Potentiale wurden 1 Minute vor der Polarisation erfasst.
- Vor der Polarisation wurde im nächsten Schritt der Korrosionsstrom zwischen dem künstlichen Makroelement und der Bewehrung durch

Spannungsmessung über einen 10 Ohm Nebenschlusswiderstand („shunt“) ermittelt.

- Im Anschluss erfolgte die Polarisation über 24 Stunden durch Anschalten des Labornetzgerätes. Die Gerätespannung wurde so gewählt, dass sich zu Beginn in etwa ein Potential von $E_{ERE20} = -1.100$ bis -1.300 mV (also ca. $E_{AgCl} = -900$ bis -1.100 mV) in Bezug auf die hoch und tief liegende Referenzelektrode einstellte. Es wurde also die untere Polarisationsgrenze nach [2] möglichst ausgereizt. Gleichzeitig durfte aber auch der Ausgangsstrom die max. Stromdichte der Anodenbänder von 2,75 mA/m nach etwa 24 h nicht überschreiten, so dass die Stromdichte zu Beginn der Messungen auf etwa das Doppelte, also 5,5 mA/m begrenzt wurde. Gemessen wurden das sich einstellende Potential in Bezug auf die hoch und tief liegende Referenzelektrode sowie der Geräteausgangsstrom. Die Aufzeichnung der o.g. Daten erfolgte in Intervallen von 1 Minute.
- Auf die 24 stündige Polarisation folgte ein 24 stündige Depolarisationsphase. Hierzu wurde das Datenaufzeichnungsintervall zunächst auf 1 s umgestellt. Nach dem Abschalten des Netzgerätes wurde das Potential bezogen auf die tief bzw. hoch liegende Referenzelektrode gemessen. Als Beginn der Depolarisation wurde per Definition der Zeitpunkt von 1 s nach der Abschaltung festgelegt. Normativ [2] ist ein Zeitpunkt von 0,1 s vorgesehen. In diesem Zeitraum soll der sog. IR-Drop (Spannungsabfall über die systemspezifischen Gleichstromwiderstände) erfolgen. In der Praxis können von der Geräteherstellern aber meist nur Intervalle von 1 s messtechnisch realisiert werden, so dass sich hier praxisnah daran orientiert wurde. Dies hat zur Folge, dass der Spannungsabfall höher ausfällt, als nach Messung gemäß Norm, was ein Vorgehen auf der sicheren Seite ist. Denn Ziel der Depolarisationsmessung ist nachzuweisen, dass das Potential nach 24h Depolarisation (Ausschaltung) um min. $\Delta E = +100$ mV edler (höher) ausfällt, als zum Zeitpunkt des Ausschaltens. Gelingt dies bei Bezug auf ein Startpotential gemessen nach 1 s, sind die Normanforderungen damit übererfüllt.

Nach Abschluss einer solchen Testreihe wurde die nächste Testreihe in gleicher Weise gestartet.

3.3.3 Ergebnisse, Fazit

Insgesamt ließ sich feststellen:

- Die erforderliche Schutzstromdichte lag zu Beginn bei 5,4 bis 8,4 mA/m Riss bei einer Ausgangsspannung zwischen 1,3 und 3,0 V. Binnen 24h halbierte sich die sich einstellende Schutzstromdichte.

- Daraus konnte gefolgert werden, dass eine Bandanode mit einer zulässigen Langzeitstromdichte von rd. 5,1 mA/m Bandanode im Abstand von ≤ 5 cm zum Riss hinreichend ist.
- Bei einem Abstand von 10 cm ließ sich ein Schutz nicht mehr in allen Fällen gewährleisten.

Die so in eigenen Vorversuchen ermittelte KKS-Konfiguration wurde in der Ausschreibung und letztlich in der Ausführung in die Praxis umgesetzt. Es zeigte sich, dass allerorts in Übereinstimmung mit den Vorversuchen ein hinreichender Schutz nachgewiesen werden konnte.

4. Zur Notwendigkeit von Beschichtungen

4.1 Problemstellung

Im Fall eines KKS-Systems werden Beschichtungen häufig in der Praxis angewandt, um a) den Feuchtegehalt und damit den Elektrolytwiderstand im Beton zu vergleichmäßigen, b) als Verschleiß- bzw. Schutzschicht für eine Einbettung und c) aus optischen Gründen. Es stellt sich die Frage, ob es bei Anwendung von KKS zwingend einer rissüberbrückenden Beschichtung, oder eines Gefälles zum Abführen von Wasser erfordert, insbesondere bei gerissenen Bodenplatten. Denn ein Fehlen einer Beschichtung könnte zu signifikanten Unterschieden des Elektrolytwiderstands zwischen sehr feuchten (Risse und/ oder Pfützen) und trockenen Bereichen führen. Dies könnte je nach Steuerung der Anlage zu einem Überschutz in feuchten Bereichen und/ oder einer Unterversorgung auf trockenen Flächen führen.

4.2 Konzept

Die Aufgabenstellung wurde im Rahmen einer Bachelorarbeit [7] über Versuche angegangen. Es wurden drei verschiedene Schutz zonen erstellt, welche jeweils unterschiedliche Aufgaben erfüllten. Die erste diente durch den dauerhaft unveränderten trockenen Zustand der Vergleichsmessung. Die zweite sollte eine Pfütze simulieren. Hierzu wurde ein Ring aus dem Einbettmörtel um die Schutzzone profiliert und permanent mit Wasser gesättigt. Im dritten Bereich wurde ein wassergefüllter Riss hergestellt. Dieser sollte den Extremfall einer Wassereinwirkung widerspiegeln.

4.3 Details

4.3.1 Versuchsaufbau

Den gewählten Versuchsaufbau zeigt (Bild 11). Als Bewehrung kam eine handelsübliche Betonstahlmatte Q257A zum Einsatz.

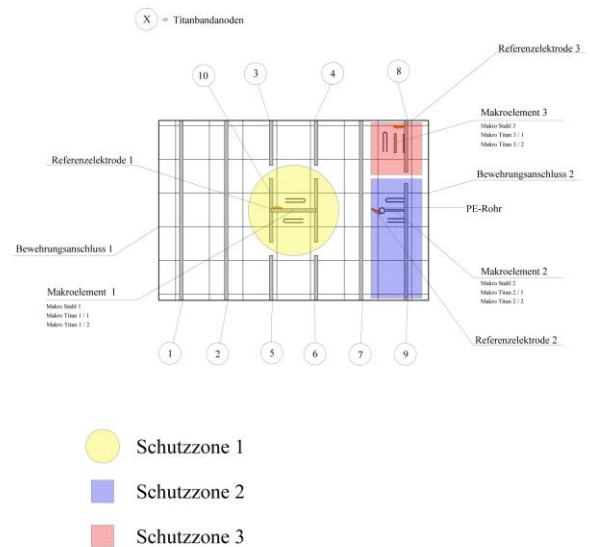


Bild 11: Versuchsaufbau zur Simulation des Einflusses von Rissen und/ oder Pfützen auf ein KKS-System ohne Beschichtung

In jeder Schutzzone wurde in Makroelement installiert, (Bild 12).

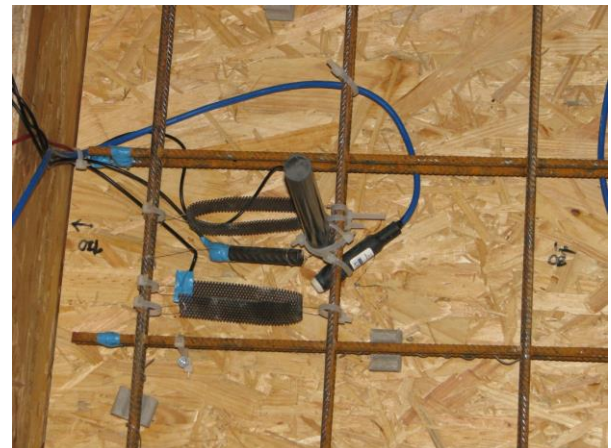


Bild 12: Makroelement (Betonstahl = Anode, Titanband = Kathode)

Diese Makroelemente bestanden aus einem Bewehrungsstab mit Messanschluss, das gemeinsam mit der Matte in chloridhaltigen Beton einbetoniert wurde. Dadurch lag am Mattenstahl als auch dem Makroelement die gleiche Korrosivität (Chloridkonzentration) vor. Der Korrosionsstrom wurde zwischen diesem Betonstahl und einer künstlichen Kathode (Titanband) gemessen. Ferner wurde in jeder Schutzzone eine Referenzelektrode (Typ ERE20) eingebaut, (Bild 12).

Ein Riss entlang der Bewehrung wurde durch Einbettung eines PVC-Rohres simuliert, welches nach Betonage mit Wasser gefüllt wurde.

Als Beton wurde bewusst ein nach heutigen Maßstäben praxisunüblicher „schlechter“ Beton mit hohem w/z-Wert und geringem Elektrolytwider-

stand gewählt, um ein rasches Austrocknen des Betons nach Herstellung zu realisieren und im Bereich der simulierte Pfütze und des Risses eine rasche und starke Absenkung des Elektrolytwiderstands gegenüber der trockenen Referenzzone zu erhalten. Zum Einsatz kam ein Beton mit 400 kg/m^3 CEM II/A-LL, Wasser-Zement-Verhältnis $w/z = 0,65$ mit einer rechnerischen Frischbetondichte von rd. 2.240 kg/m^3 und einem Größtkorn von 8 mm. Dieser wurde mit 2 M.-% Chlorid bezogen auf die Zementmasse im Anmachwasser versetzt. Der an eigens hergestellten Probekörpern bestimmte Elektrolytwiderstand betrug im Alter von 28 Tagen: $5,6 \text{ k}\Omega\text{cm}$ bei 80% r.F. und $3,5 \text{ k}\Omega\text{cm}$ unter Wassersättigung.

Nach der Betonage und Austrocknung des Probekörpers für rd. 4 Wochen wurde die Oberfläche des Betons mit einer Stahlbürste und einem Schleifgerät aufgeraut. Daraufhin wurden Titananodenbänder HIESO Mesh Ribbon MMO anode 20 mm aufgedübelt, vgl. (Bild 11 und 13).

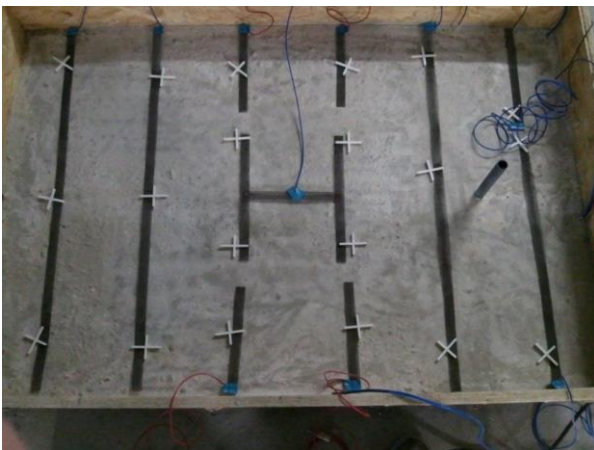


Bild 13: Versuchsaufbau, Anodenbänder

Die Anodenbänder wurden in 20 mm PCC mit Haftbrücke eingebettet. Hierzu kamen handelsübliche Produkte mit nachgewiesener Eignung für KKS-Maßnahmen zum Einsatz. In der Probekörpermitte wurde eine Erhöhung ausgeformt, um hier eine permanente Pfütze zu realisieren, (Bild 14).

Der für die Messungen an dem Prüfkörper verwendete Datenlogger war ein Almemo 2890-9 (Ahlborn) mit 9 Messanschlüssen und 2 Ausgangsanschlüssen. Sechs dieser Anschlüsse wurden für die Strommessung zwischen Bewehrung und Titanbändern benutzt. Sie haben einen Messbereich von -32 mA bis $+32 \text{ mA}$ und eine Genauigkeit von $1 \mu\text{A}$. An den restlichen drei Anschlüssen wurde die Spannung zwischen Referenzelektrode und Betonstahlbewehrung mit den Messsteckern ZA9000FS3 gemessen. Sie besitzen einen Messbereich von $-2,6 \text{ mV}$ bis $+2,6 \text{ mV}$ mit einer Genauigkeit von $0,1 \text{ mV}$. Die Schutz-

spannung wurde mit einem Labornetzgerät erzeugt.

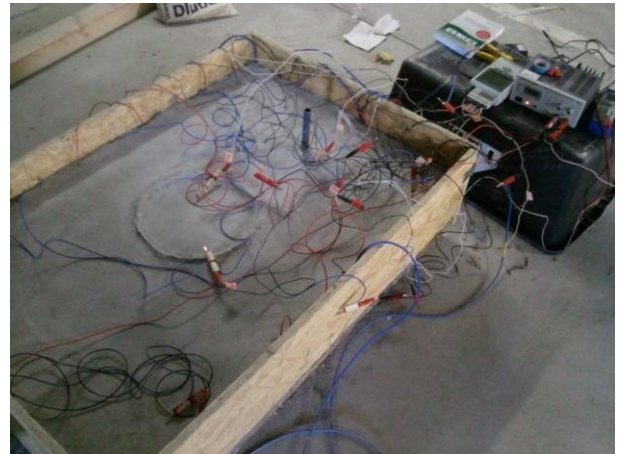


Bild 14: Versuchsaufbau, nach Fertigstellung

4.3.2 Prüfablauf

Es wurden 4 Messreihen durchgeführt:

- 1) Trocken: Die Messung erfolgte ohne Veränderung des Feuchtegehalts der PCC-Einbettung
- 2) Feucht (Pfütze in Zone 1, Riss in Pfütze in Zone 2, weiterhin trocken in Zone 3) mit Steuerung über Referenz in trockener Zone 3
- 3) Feucht wie vor mit Steuerung über Referenz in feuchter Zone 1 (Pfütze)
- 4) Feucht wie vor mit Steuerung über Referenz in feuchter Zone 2 (Riss in Pfütze)

4.3.3 Ergebnisse

Vorversuche hatten gezeigt, dass im trockenen Zustand eine Ausgangsspannung von 2V zweckmäßig ist. Bei Prüfung im trockenen Zustand an allen Stellen ergaben sich hierbei nach 24h Polarisation IR-drop-freie Potentiale zwischen $E_{ERE20} = -660 \text{ mV}$ bis -770 mV (bezogen auf ERE20 Elektrode). Bezogen auf die normative Standardelektrode Ag/AgCl/0,5 M KCL (kurz AgCl-Elektrode) entspricht dies Werten von rd. $E_{AgCl} = -465 \text{ mV}$ bis -575 mV . Die Obergrenze in [2] eines IR-freien Abschaltpotentials von $E_{AgCl} \leq -720 \text{ mV}$ wurde also unterschritten, weil hier auf die Depolarisation abgestellt wurde. So ergaben sich 24h nach Abschaltung Potentialdifferenzen (Depolarisationen) zwischen 145 bis 225 mV. Das Depolarisationskriterium wurde also eingehalten.

Anschließend wurden die künstliche Pfütze und der künstliche Riss gewässert. Die Steuerung des Systems erfolgte weiter über die Referenzelektrode der trockenen Stelle. Die Schutzspannung wurde bei 2 V belassen. Es stellten sich sehr ähnliche Potentiale bzw. Depolarisationswerte ein. Trotz Pfütze bzw. nassem Riss bei sehr porösem Beton wurde also die Untergrenze in [2] eines IR-freien Ausschaltpotentials von $E_{AgCl} \geq -1.100 \text{ mV}$

bei weitem eingehalten. Ein Überschutz stellte sich also trotz Steuerung über die trockene Messstelle nicht ein.

Die nächste Messung war ebenfalls eine Messung unter Feuchtigkeitseinwirkung, jedoch mit einer anderen Eingangsspannung. Dieser Versuch diente im Speziellen der Überprüfung des 100 mV-Kriteriums. Diese Messung sollte der Frage auf den Grund gehen, ob die Kriterien nach [2] an einer trockenen Stelle des Prüfkörpers genauso eingehalten werden können, wenn dieses Mal die Spannung über die Pfütze reguliert wird. Dabei wurde das Potential im Pfützenbereich der Referenzelektrode so eingestellt, dass die Polarisation hier gerade das 100-mV-Kriterium erfüllt. Daraus ergab sich eine Ausgangsspannung von rd. 1,44 V. Die IR-freien Ausschaltpotentiale waren in der Pfütze rd. $E_{AgCl} = -650$ mV, im Riss rd. $E_{AgCl} = -620$ mV und an der weiterhin trockenen Stelle $E_{AgCl} = -590$ mV. Die trockene Stelle wurde also erwartungsgemäß leicht schwächer polarisiert. Die erzielten Depolarisationswerte waren 137 mV in der Pfütze, 110 mV im Riss und nur 84 mV an der trockenen Stelle. Es ergab sich also der erwartete Zusammenhang, dass bei Steuerung über eine nasse Stelle, welche knapp das 100-mV-Kriterium einhält, trockene Bereiche unterversorgt sein können.

Die letzte Messung begann unter veränderten Bedingungen. Die Stelle des Risses wurde mit Hilfe einer Kreissäge geöffnet, so dass der Bewehrungsstahl und die umliegenden Titanbändern freilagen. Das anschließend hinzugefügte Wasser stellte somit eine unmittelbare Verbindung der beiden Elemente her. Die Ausgangsspannung wurde erneut auf 2V hochgeregelt. Dies stellte das „worst case Szenario“ in Bezug auf eine etwaige Überversorgung dar. Dieses Mal stellte sich ein Ausschaltpotential an dieser Stelle von $E_{ERE20} = -780$ mV bzw. $E_{AgCl} \leq -585$ mV ein. Auch unter diesen widrigen Bedingungen wurde die Untergrenze in [2] bei weitem eingehalten.

4.3.4 Fazit, Praxisfolgerungen

Die Auswertung der Messergebnisse ergab die klare Tendenz, dass es keine Beschichtung bzw. kein Gefälle erfordert, wenn eine gerissene Bodenfläche durch Pfützen belegt wird. Die Messungen zeigten keine signifikante Differenz der zu untersuchenden Stellen, was darauf schließen lässt, dass das Ausmaß der Feuchtigkeitseinwirkung so gering ist, dass die Gefahr auf eine fehlgeschlagene Instandsetzung unerheblich ist. Eine mögliche Unterversorgung kann hierbei ausgeschlossen werden, wenn der Planer darauf achtet, Referenzelektroden in trockene Bereiche der Bodenplatte zu integrieren. Damit ist sichergestellt, dass der Fremdstrom auch die Orte mit dem

höchsten spezifischen Widerstand ausreichend beschickt.

Gleichsam ist ohne Beschichtung das Einbringen von Elektroden in nassen Stellen zweckmäßig. So lässt sich eine übermäßige Polarisation ausschließen. Da aufgrund des nachträglichen Einbaus der Anodeneinbettung die endgültige Lage etwaiger Hoch- und Tiefpunkte nicht genau vorhergesehen werden kann, ist es zweckmäßig, im Bedarfsfall nachträglich weitere Elektroden nachzurüsten oder bewusst entsprechende Hoch- und Tiefpunkte (trockene und nasse Stellen) mit entsprechenden Referenzelektroden zu schaffen.

Einschränkend wird darauf hingewiesen, dass die Probeplatte zum Zeitpunkt der Prüfungen relativ jung (ca. 6 Wochen alt) und damit feucht war. Die Unterschiede zwischen „trocken“ und „feucht“ werden in höherem Prüfalter größer ausfallen. Es ist beabsichtigt die Messungen nochmals in höherem Alter der Probeplatte zu wiederholen.

Quellenverzeichnis

- [1] DIN EN 12696: Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton, 2001
- [2] DIN EN ISO 12696: Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton, 2012
- [3] DAfStb: Empfehlung des DAfStb zu den erforderlichen Nachweisen der Produkte für den Kathodischen Korrosionsschutz (KKS) im Betonbau, 2008
- [4] ÖVB: Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik – Richtlinie Kathodischer Korrosionsschutz von Stahlbetonbauteilen, 2003
- [5] Lay, S.; Schließl, P.: „Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen“. Forschungsbericht, AiF Projekt Nr. 12525 N, DBV Projekt Nr. 225, München, März, 2003, p. 252
- [6] Raupach, M.: Gutachtliche Stellungnahme zum Anwendungsbereich des Systems Sikatop ES 104/ SikaTop ES 108 und Haftbrücke SikaTop ES K&H als Reparaturmörtel und Anodeneinbettmörtel für Titanmischoxidanoden beim KKS von Stahlbeton, Gutachten B5312/1, 11.08. 2008, 14 Seiten
- [7] Neufeld, E.: Funktionsuntersuchungen von unbeschichteten, mit kathodischem Korrosionsschutz geschützten Bodenplatten bei Feuchteinwirkung, Bachelorarbeit, FH München, Wintersemester 2013