

Instandsetzung der Kirche St. Karl, Luzern

Autor(en): **Sigrist, Viktor / Gubler, Hans / Korner, Marco**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **116 (1998)**

Heft 22

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-79512>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Viktor Sigrist, Luzern, Hans Gubler, Avegno, Marco Korner, Luzern

Instandsetzung der Kirche St. Karl, Luzern

Die vom Architekten Fritz Metzger entworfene und 1932–1934 erbaute Kirche St. Karl in Luzern gehört zu den frühesten Stahlbetonkirchen der Schweiz; sie gilt heute als Bauwerk mit besonderem Denkmalwert. 1996/97 erfolgte die Instandsetzung der Sichtbetonfassaden, wobei Spritzbeton, Ortbeton und Betonfertigteile eingesetzt wurden; grosse Teile der ursprünglichen Fassaden konnten erhalten werden.

Am Ufer der Reuss wurde nach den Plänen des jungen Architekten Fritz Metzger von 1932 bis 1934 die Kirche St. Karl erbaut; es entstand eine für die damalige Zeit sehr moderne katholische Kirche. Nach der St. Antonius-Kirche in Basel war dies der zweite Sichtbeton-Sakralbau, bei dem die Stahlbetonbauweise konsequent umgesetzt wurde. Aus der Zusammenarbeit des Architekten mit dem Luzerner Ingenieurbüro Erni & Schröter entstand ein Bau, der mit seiner klaren, schnörkellosen Form sowohl architektonisch als auch aus Sicht der Ingenieurbaukunst überzeugt (Bild 1). Die Kirche St. Karl wird heute national als Bauwerk mit besonderem Denkmalwert eingestuft.

Der Entwurf des Architekten zeichnet sich durch eine klare und grosszügige Raumkonzeption aus, was besonders durch den fließenden Übergang zwischen Kirchenschiff und Chor zum Ausdruck kommt [1]. Das um den Kirchenraum herum laufende Fensterband verleiht dem Innern eine gleichmässige Beleuchtung und scheint die leichte, helle Betondecke über den schlanken Umfassungswänden schweben zu lassen. Der Kirchenraum ist nicht unterteilt, und es sind weder die Seitenschiffe vom Hauptraum noch der Chor vom Laienraum abgetrennt. Dadurch entsteht ein Raum, der die versammelte Gemeinschaft betont. Metzger entwickelte dieses höchst innovative Raumkonzept, das nach dem Krieg in der Schweiz richtungweisend wurde, erstmals für die Kirche St. Karl. Mit dieser neu verstandenen Zuordnung von Altar und Gemeinde nahm Metzger Postulate einer liturgischen Bewegung auf, die sich in Deutschland in den zwanziger Jahren etabliert hatte. Für sie hatte der Kirchenraum in erster Linie ein Gefäss für die Gemeinschaft darzustel-

len, ohne sich selber aufzudrängen. Diese Idee konnte mit der noch jungen Bauweise «Eisenbeton» in idealer Weise umgesetzt werden.

Die Kirche besticht durch die architektonische Logik des Gebäudes. Die Elemente Stützen, Dach und Wand sind nachvollziehbar geordnet und gefügt, jedes in den Funktionen Tragen, Überdecken und Umschliessen eindeutig bestimmt. Für das äussere Erscheinungsbild war es Metzger ein Anliegen, fein strukturierte Wandoberflächen zu erhalten, und er wählte deshalb gehobelte Schalbretter mit konstanter Breite. Der Sichtbeton präsentierte sich 1934 mit vielen dunklen, gelblichen Flecken. Materialprüfungen zeigten, dass diese eine Folge der in den Beton eingedrungenen Harze (besonders bei Ästen) des Schalholzes waren. Zur Behebung wurden die Flecken mit Farbe retouchiert, und zur Sicherung der Dauerhaftigkeit des Betons wurde auf den Fassaden ein Farb-

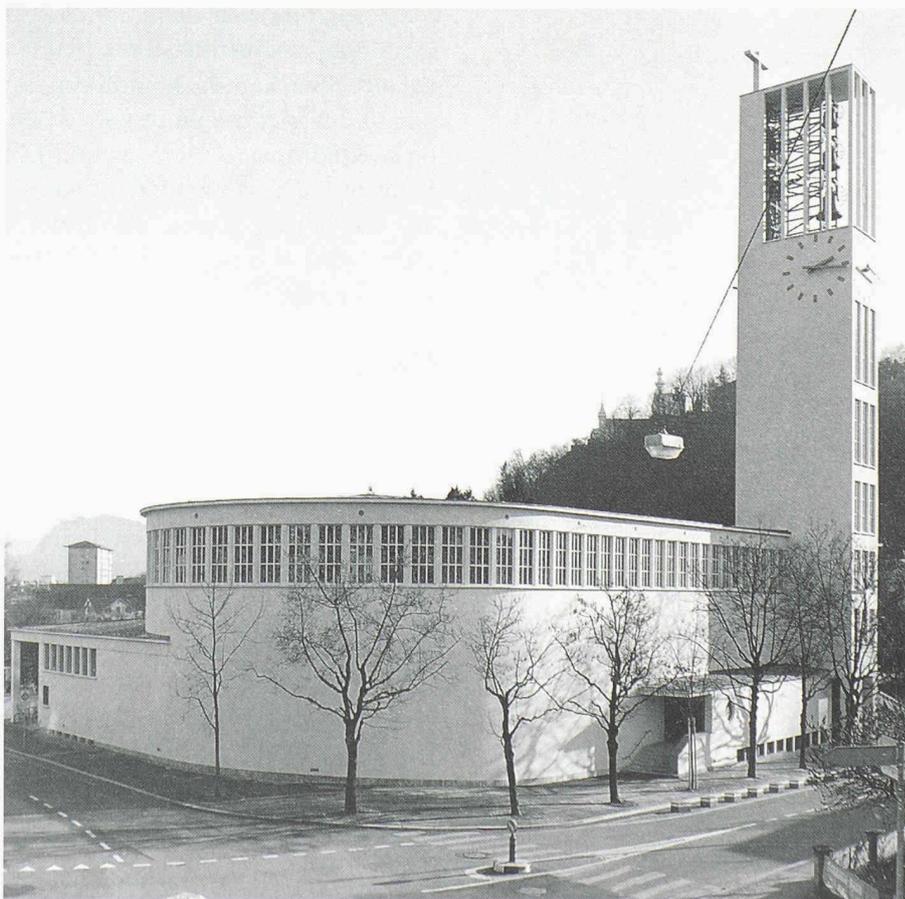
anstrich aufgetragen. Der Farbton wurde so gewählt, dass der Charakter des Sichtbetons erhalten blieb. Der helle Farbanstrich liess den Bau im Originalzustand besonders leicht erscheinen.

Die Kirche ist mit Pfählen auf der standfesten Molasse fundiert. Die Decke der Hauptkirche wird durch eine innenliegende Säulenreihe abgestützt (Bild 2). Direkt auf diesen Säulen sind hohe Betonträger gelagert, die bis zu den Aussenwänden auskragen. Den Abschluss zum Kirchenraum bildet eine flache, dünne Sichtbetonplatte. Die geneigte, obere Seite der mannshohen Stahlbetonträger dient als Auflager für die Balkenlage, die Holzschalung und das leicht geneigte Kupferdach.

Die auf der Innenseite durch Stahlbetonrippen ausgesteifte Betonwand umschliesst zusammen mit einem Glasriesen den Kirchenraum. Die Sichtbetonstützen zwischen den Fenstern sind biegesteif mit den Rippen der Aussenwand und dem Betonband unter der Decke verbunden. Erdbeben- und Windkräfte werden durch diese Aussenhülle übernommen.

Der Turm besteht aus einem Kastenquerschnitt, der zur Strasse hin Fensteröffnungen aufweist. Auf der Höhe der Kir-

1
Nord- und Westfassade nach der Instandsetzung (Bild: J. Brun, Luzern)



chendecke ist die Ostwand des Turms unterbrochen, und die Lasten werden durch zwei Stützen, die in der Reihe der übrigen Innenstützen stehen, abgetragen. Die Querkräfte aus dem Turm werden hier an die Decke der Kirche abgegeben. Weiter unten ist auch die Westwand des Turms in zwei kräftige Stützen von rund einem Meter Seitenabmessung aufgelöst; an dieser Stelle befindet sich der Aufgang der Unterkirche. Alle Betonteile wurden, wie zur damaligen Zeit üblich, aus gestampftem Beton erstellt.

Zustandsuntersuchungen

Vorgehen

Für das Planerteam bestand der Einstieg in die Arbeiten in visuellen Zustands-erhebungen und in einer intensiven Durchsicht der alten Baupläne. Auf der Grundlage einer ersten Grobbeurteilung des Zustands wurde der Bauherrschaft ein dreistufiges Vorgehen vorgeschlagen.

In einer ersten Stufe sollte ein detaillierter Überblick über den Zustand der vorhandenen Bausubstanz gewonnen werden (Zustandsuntersuchung) [2].

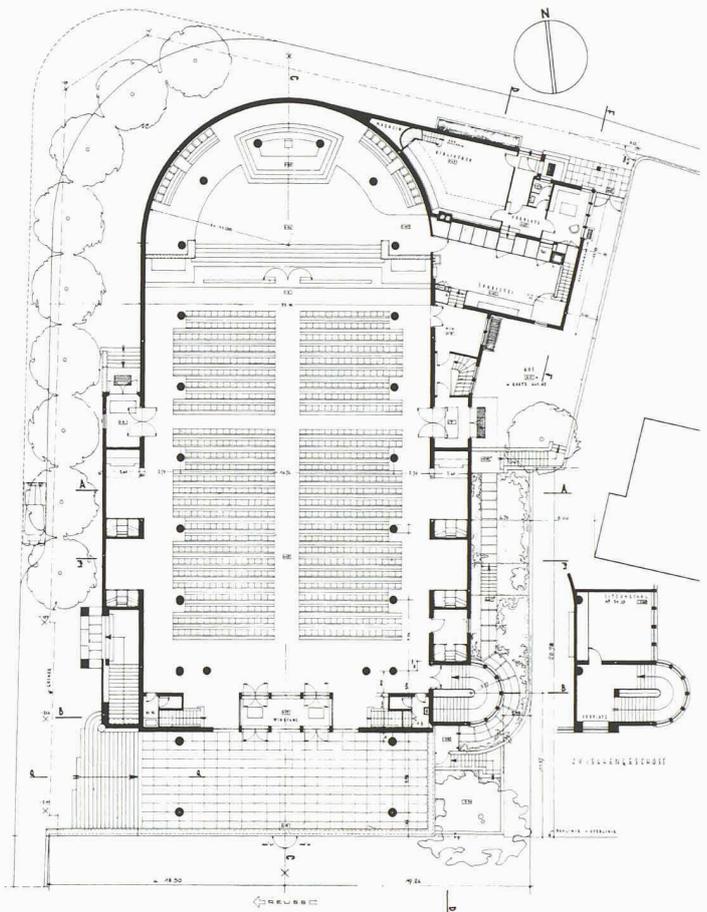
In der zweiten Stufe ging es darum, mögliche Instandsetzungsverfahren [3] zu entwickeln und die zugehörigen Kosten abzuschätzen. Anhand dieser Angaben sollte entschieden werden können, ob die Kirche punktuell oder flächig instandgesetzt werden soll. Allenfalls erforderliche ergänzende Materialprüfungen und statische sowie bauphysikalische Abklärungen waren stark vom Grundsatzentscheid bezüglich der Instandsetzung abhängig.

In der dritten Stufe waren das Instandsetzungsprojekt und die entsprechenden Ausschreibungsunterlagen zu erarbeiten und die genauen Kosten zu ermitteln.

Untersuchungsergebnisse

Alle Fassaden wiesen vertikale und schräg verlaufende Risse mit Breiten bis zu 2 mm auf. Einige der klaffenden Risse (Bild 3) wurden schon vor Jahren ausgemörtelt; Bruchstücke der Flickstelle lösten sich allerdings wieder ab. Der Korrosionsschutz der Bewehrung durch den Beton schien grossflächig ungenügend zu sein, wie die vielen Betonabplatzungen zeigten. Die Betonüberdeckung betrug in vielen Bereichen weniger als 10 mm. Sämtliche Simse wiesen massive Korrosions- und Frostschäden auf, und grössere Betonbruchstücke hatten sich bereits gelöst. Bei vorstehenden Simsteilen liessen sich oft grössere Betonstücke von Hand lösen.

2
Grundriss des Kirchenraums (Projekt 1932)

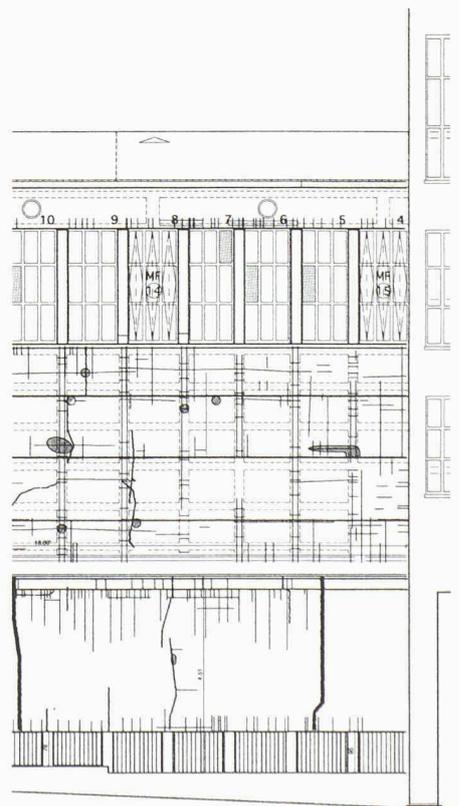


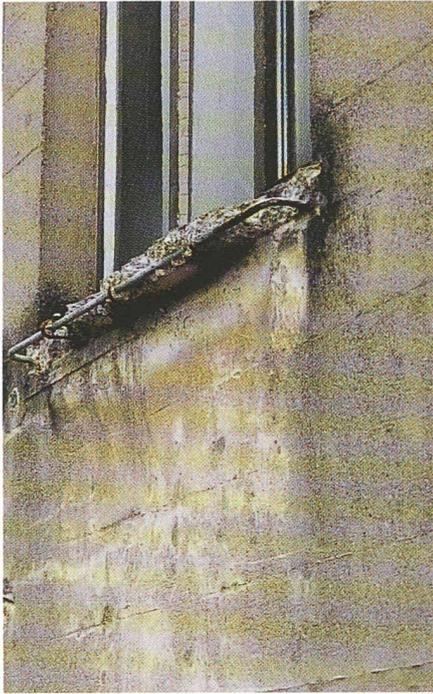
Auch an der Brüstung entlang der Reuss (Eingangspartie) war der Beton an vielen Stellen abgeplatzt. Die Deckenuntersicht im Eingangsbereich war hingegen in einem sehr guten Zustand. Gleiches konnte auch für das Innere der Kirche festgestellt werden.

Der Turm wies schon mehrere Flickstellen aus den Jahren 1978 (Turmpfeiler) und 1982 (Fassade) auf, die sich aber partiell wieder gelöst hatten; die damals verwendeten Mörtel waren teilweise wenig alkalisch. Die Betonsimse der Turmfenster (Bild 4) und auch die Stützen des Turmaufbaus waren stark angegriffen (Bild 5); da Passanten durch herunterfallende Betonteile gefährdet wurden bzw. die Tragfähigkeit des Turms betroffen war, bestand für die Instandsetzung dieser Teile eine grössere Dringlichkeit.

Die Materialuntersuchungen lieferten folgende Ergebnisse: Die Druckfestigkeiten der Betonproben variierten zwischen 14 und 47 N/mm². Die hohe Porosität des Betons, mit Werten zwischen 11 und 19 Volumenprozent, führte zu Karbonatisierungstiefen von bis zu 70 mm. Ein erhöhter Chloridgehalt war nur im Konsolträger der Treppe festzustellen. Die Zugfestigkeiten der Stahlproben schwankten zwischen 341 und 359 N/mm²; der Stahl entspricht somit etwa einem Fe E235. Heraus-

3
Ausschnitt des Aufnahmeplans der Westfassade (Rippensystem) mit Anbau: Risse, Etappenfugen, Bewehrung ungenügender Überdeckung und Schadstellen





4
Schäden an den Simsen der Turmfenster

gespitzte Stahlproben wiesen nur schwache Korrosionsschäden auf, während an den freiliegenden Proben, insbesondere in den feuchten Zonen, ein erheblicher Korrosionsabtrag feststellbar war.

Massnahmenplanung

Die Resultate zeigten, dass bezüglich der Massnahmen Prioritäten gesetzt werden konnten. Die Prioritätenliste sollte dem Bauherrn ermöglichen, die Aufwendungen über eine längere Periode aufzuteilen.

Während der Planungsarbeiten erwies sich ein Vorgehen in zwei Schritten als zweckmässig. Im ersten Schritt mussten, im Sinne von Sofortmassnahmen, lose Betonteile an den Fassaden entfernt werden. Die schlanken Stützen des Turmaufbaus und der Träger beim Haupteingang wurden provisorisch gesichert, und im Hohlraum unter der Kirche (Fundationsbereich) wurden erste Instandsetzungsarbeiten ausgeführt. Im zweiten Schritt wurde das Instandsetzungsprojekt für den Turm, das Kirchenschiff und die Umgebungsmauern sowohl im Hinblick auf die Betonarbeiten als auch für alle Anschlussbauteile erarbeitet. Die Ausführung dieser Arbeiten erfolgte in den Jahren 1996 und 1997.

5
Schadstelle am Übergang einer Stütze des Turmaufbaus zum Turmdach



Allgemeines zur Instandsetzung

Die meisten Schäden an Stahlbetonbauten entstehen aufgrund der Korrosion der Bewehrung und werden als Abplatzungen sichtbar. Korrosionsstellen, die noch nicht so weit entwickelt sind, werden an der Oberfläche nicht erkannt. Die klassischen Betoninstandsetzungsverfahren bestehen darin, erkennbare Korrosionsstellen lokal instandzusetzen oder ganze Teile der Fassaden vollflächig zu reprofilieren.

Das Konzept der Instandsetzung der Fassaden sah vor, Schäden an der Substanz zu beheben, Schwachstellen zu eliminieren und damit die Lebensdauer der Kirche massiv zu erhöhen; Hauptziel war es, einen ausreichenden Korrosionsschutz der Bewehrung sicherzustellen [6] und das ursprüngliche Erscheinungsbild der Kirche wieder herzustellen.

Während der Vorabklärungen wurde auch die Möglichkeit einer elektrochemischen Realkalisierung geprüft [4]. Die Bewehrungsstäbe werden dabei geschützt, ohne dass der Beton abgetragen werden muss. Dies bedeutet, dass auch das Fortschreiten nicht erkennbarer Schäden verlangsamt werden kann. Bezüglich der Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit solcher Verfahren liegt allerdings nur wenig Erfahrung vor. Für die Instandsetzung der

Kirche St. Karl wurden deshalb umfangreiche Vorversuche durchgeführt (Musterflächen); diese wurden durch das Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der ETHZ begleitet.

Das Problem besteht unter anderem darin, dass eine vollständige Umhüllung der Stahleinlagen mit einem ausreichenden Gehalt an Hydroxylionen erreicht werden muss; bei nicht lückenlos miteinander verbundenen Stahleinlagen ist die elektrische Leitfähigkeit teilweise unterbrochen. Im Extremfall wird unter diesen Umständen Stahl aufgelöst [5]. An den Probeflächen konnten allerdings keine derartigen Unregelmässigkeiten festgestellt werden.

Hingegen wurde die Oberfläche des Testbereichs im Verlaufe der ersten drei Monate immer rauher (waschbetonartig). Ob eine Ansäuerung unmittelbar beim Eintrag der Grund dafür war, oder ob die empfindliche Zementhaut der Fassade durch den osmotischen Druck beim Verdampfen abgelöst wurde, konnte nicht abschliessend geklärt werden. Inhomogene Oberflächen und kleine Überdeckungen sind ohnehin keine günstigen Voraussetzungen für eine elektrochemische Realkalisierung. Entscheidend gegen das elektrochemische Verfahren sprachen letztlich die Rauigkeitseffekte an der Betonoberfläche und der Entscheid, bei einem denkmalpflegerisch bedeutenden Objekt diesbezüglich keine Wagnisse einzugehen.

Nach Abschluss der Vorabklärungen einigte man sich auf ein differenziertes, auf die verschiedenen Bauteile abgestimmtes Vorgehen: Für die Instandsetzung der Fassaden wurde Spritzbeton verwendet, kleinere Bauteile wurden in Ortbeton neu erstellt und besonders filigrane Teile vorfabriziert.

Für den Kostenvoranschlag wurde vom schlimmsten Zustand der untersuchten Stahlbetonflächen ausgegangen. Zur Festlegung des effektiven Umfangs der Instandsetzung wurden vor Baubeginn Potentialmessungen und während der Ausführung (als der Bau eingerüstet war) weitere Erhebungen durchgeführt. Wichtig für die Entscheidungsfindung war der Einbezug aller beteiligten Fachleute (Ingenieur, Architekt, Denkmalpfleger) und der Bauherrschaft. Wertvolle Hinweise für den Ausführungsentscheid ergaben sich auch aus den an den Musterflächen gewonnenen Erkenntnissen.

Die bestehenden Sichtbetonfassaden zeigten vor Beginn der Instandsetzung durch Alterung und Abwitterung folgendes Bild: Horizontale Schalbrettlinien, vertikale Brettstöße in beliebiger Folge, teilweise noch schwach erkennbare Maserungen, sehr glatte, aber auch feinkörnige, ausgewaschene Oberflächen und deutlich

erkennbare horizontale Fugen bei den ursprünglichen Arbeitsetappen.

Das Planerteam erachtete es als Herausforderung, die überlieferte Sprache der Oberflächen als wesentlichen Faktor in die Planung mit einzubeziehen. Etliche Absprachen und Vorversuche mit verschiedenen Materialien und Methoden der Nachbearbeitung führten schliesslich zum angestrebten Ziel, die neuen möglichst den gealterten Flächen anzunähern. Eine besonders delicate Aufgabe für das Planerteam und die Unternehmer bestand in der Gestaltung der Übergänge zwischen bestehendem Beton, neuem Sichtbeton und Betonfertigteilen.

Nach der Vergabe der Baumeisterarbeiten wurde das Vorgehen für die Rekonstruktion der Fassaden, und insbesondere für das Nachzeichnen des Schalungsbilds, an Musterflächen intensiv erprobt; neben verschiedenen Geräten für das Abglätten der Betonoberfläche wurden auch unterschiedliche Techniken (Anpressdruck, Arbeitsvorgang, Anordnung der Arbeitsfugen) getestet. Zusammen mit den Denkmalpflegern und der Bauherrschaft wurde schliesslich das Referenzmuster bestimmt, das als Vorgabe für die eigentliche Ausführung galt. Dabei erwies sich als wichtig, den für das Abglätten der Oberfläche verantwortlichen Arbeiter zu bezeichnen; die neuen Fassaden tragen somit gewissermassen dessen Handschrift.

Turm

Aufgrund des relativ schlechten Zustands der Turmfassaden und besonders des Turmaufbaus (Stützen, Dach) zeichnete sich bald die Lösung einer vollflächigen Instandsetzung ab. Dies bedeutete, dass der Beton bis unter die Bewehrung (20 bis 50 mm) abgetragen wurde, was mit Hilfe der Höchstdruckwasserstrahltechnik erfolgte. Die Bewehrung war anschliessend zu reinigen und an besonders exponierten Stellen mit einem Korrosionsschutz zu versehen (Bild 6); stark korrodierte oder fehlende Stäbe wurden ersetzt, wofür beim Betonabtrag spezielle Vertiefungen vorzusehen waren.

Nach einer visuellen Kontrolle der abgetragenen Betonflächen durch die Bauleitung wurde schliesslich die Fassade mit Spritzbeton [7] schichtweise wieder aufgebaut (Bild 7). Die Oberfläche des noch frischen Spritzbetons war sodann gemäss der vorgegebenen Fassadengeometrie abzutauschieren. In einem zusätzlichen Arbeitsgang wurde die Schalbrettstruktur der ursprünglichen Fassade mittels Latten und Abglättkelle nachgezeichnet; hierfür waren vorgängig detaillierte Pläne des Schalungs-

bilds zu erstellen. Die früheren Betonierfugen, die sich an der Fassade etwas stärker abzeichneten, wurden ebenfalls wieder rekonstruiert, indem die Etappen für die Spritzbetonarbeiten so gewählt wurden, dass sie mit diesen übereinstimmen.

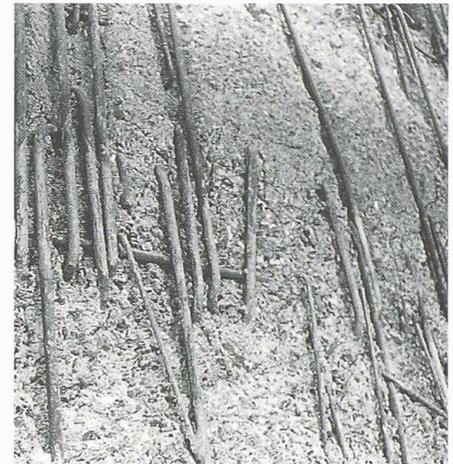
Da mit der neuen Betonschicht eine ausreichende Überdeckung der Bewehrung erreicht werden sollte, musste die Spritzbetonstärke gegenüber der abgetragenen Betonschicht um etwa 20 mm vergrössert werden. Die Abmessungen des Turms wurden somit geringfügig verändert. Eine vorbetonierte Fassade (eine Lösung, die in den Vorabklärungen ebenfalls in Betracht gezogen wurde) hätte deutlich grössere Schichtstärken zur Folge gehabt; der Eingriff in das Erscheinungsbild wäre damit gerade bei den Fensterleibungen und bei den Übergängen zu den benachbarten Bauteilen entsprechend massiver ausgefallen.

Die Qualität des Spritzbetons wurde mittels Bohrkernentnahmen und Laboruntersuchungen sowohl an den Musterflächen als auch während der Ausführung eingehend geprüft; untersucht wurden das Betongefüge, die Druck- und Zugfestigkeiten, der Elastizitätsmodul, die Porosität und die kapillare Wasseraufnahme. Ein besonderes Augenmerk wurde auch auf die Frage gerichtet, ob die Eigenschaften des Betons durch die intensive Nachbearbeitung der Oberfläche beeinflusst würden; diese Bedenken erwiesen sich als unbegründet, und es konnte teilweise sogar eine leichte Verbesserung gegenüber den unbehandelten Flächen festgestellt werden.

Das Dach mit dem Kreuz sowie die Stützen und Aussteifungswände des Turmaufbaus wurden vollständig abgebrochen und, mit Ausnahme der äusserst schlanken Stützen und des Kreuzes, neu geschalt und an Ort betoniert. Einem Vorschlag des Unternehmers folgend, wurde für die Turmstützen (mit einer Höhe von rund 10 m und Abmessungen von 260 mal 460 mm) und das Kreuz eine Fertigteillösung erarbeitet. Hierbei waren neben der Abstimmung des Schalungsbilds insbesondere die Bewehrungsanschlüsse für die Vorfabrikation detailliert zu planen. Folgendes Vorgehen wurde gewählt: Teilabbruch der Brüstungen, Einflechten einer neuen Bewehrung mit geschraubten Bewehrungsstössen für die nachträglich aufgesetzten Elemente, Untergiessen der Stützenfüsse (Bild 8); an den oberen Enden wiesen die Stützen eine Anschlussbewehrung für die Verbindung mit dem später erstellten Turmdach auf.

Fensterrahmen und Fenstersimse

Die Fenstersimse des Turms wurden vollständig entfernt und an Ort neu beto-



6

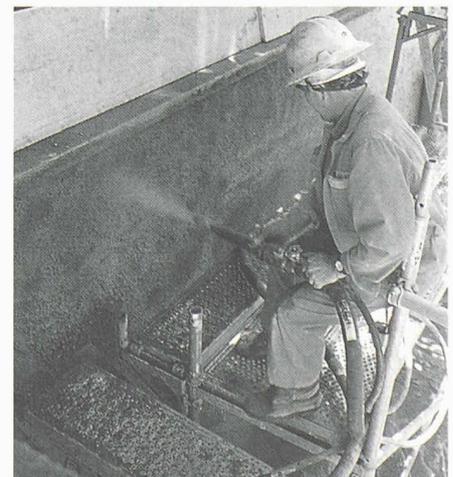
Freigelegte Bewehrung im Bereich der Turmuhr

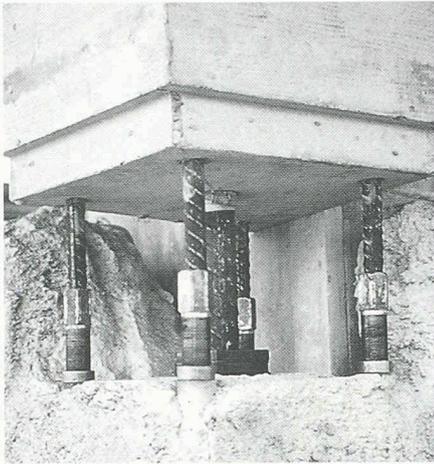
nirt. Hierzu wurden die alten Stahlbetonfensterrahmen demontiert und durch neue, im Werk gefertigte Elemente ersetzt. Die alten, aus äusserst filigranen Stahlbetonrippen aufgebauten Rahmen wiesen unter der Betonoberfläche beinahe durchgehend Korrosionserscheinungen auf und konnten deshalb nicht erhalten werden. Das Einsetzen der vorgefertigten Fensterrahmen erwies sich für den Unternehmer als besonders schwierig, da die bis zu 5,3 m hohen Elemente, behindert durch das Baugerüst, mit Hilfe des Krans durch die nur knapp grösseren Fensteröffnungen eingefahren und mit Fixierschrauben punktuell befestigt werden mussten; die aus einem feinkörnigen Beton gefertigten und mit V4A-Stahl (1.4571) bewehrten Elemente blieben unversehrt.

Für die Bewehrung der an den schmalsten Stellen lediglich 55 mm dicken Fenstersimse wurde derselbe V4A-Stahl verwendet; die Bewehrungsstäbe wurden

7

Spritzbetonauftrag an der Musterfläche





8

Anschluss der Fertigteilstützen des Turmbaus mit geschraubten Bewehrungsstössen

zentrisch in die Simse eingelegt und an ihren Enden mit zementgebundenem Giessmörtel im bestehenden Beton verankert. Im abschliessenden Arbeitsgang wurden die Fugen zwischen den Simsen und den Fensterrahmen mit schwindarmem Mörtel verfüllt.

Kirche

Gleichzeitig mit den Arbeiten am Turm liefen bereits die Abschlussuntersuchungen für die Instandsetzung der Fassaden. Hierzu wurden die gesamten Fassadenflächen erneut visuell inspiziert und alle Schadstellen aufgezeichnet (seit den eigentlichen Zustandsuntersuchungen waren bereits 6 Jahre vergangen). Anschliessend wurden in einer umfangreichen Messkampagne alle Fassadenbereiche mit kritischer Bewehrungsüberdeckung aufgenommen (Ferroscan), wobei vorgängig,

entsprechend der Exposition und des unterschiedlichen Schadenbilds der Fassaden, die kritischen Tiefenstufen festgelegt werden mussten (20 bzw. 30 mm). All diese Angaben wurden schliesslich auf Fassadenplänen eingetragen (Bild 3), was die Bezeichnung derjenigen Flächen erlaubte, bei denen ein Eingriff unabdingbar war. Anhand dieser Pläne wurde die vollflächige Instandsetzung der Fassaden der Anbauten sowie der West- und Nordfassade (Rundung) empfohlen. Für die Ost- und Südfassade, die der direkten Bewitterung weniger stark ausgesetzt sind, wurde ein Vorgehen mit lokal begrenzten Flickstellen gewählt, und es zeigte sich, dass grosse Teile dieser Fassaden erhalten werden konnten. Alle Beteiligten stufen die zumindest teilweise Erhaltung des Bestehenden als besonders wichtig ein.

Fassaden der Anbauten

Besonders die Fassaden der Anbauten wiesen mehrere Trennrisse mit grossen Rissweiten und trichterförmigen Ausbrüchen auf. Die relativ schwachen Bewehrungen der Wände mit zur Zeit des Baus üblichen Rundstählen (mit bedeutend schlechteren Verbundeigenschaften als die heutigen Rippenstähle) waren nicht in der Lage, eine Risseverteilung mit geringeren Rissweiten zu erzwingen. Für eine eigentliche Instandsetzung der Risse (Verpressen, Einlegen einer Zusatzbewehrung o.ä.) wurde grundsätzlich verzichtet, da ihr Funktionieren nur mit Massnahmen hätte erreicht werden können, die das Aussehen der Fassade einschneidend verändert hätten. Das Konzept sah deshalb vor, in diesen Bereichen den Beton auf eine etwas grössere Tiefe abzutragen und die darunter liegenden Bewehrungsstäbe soweit erforderlich zu entrostet, mit einem Korrosionsschutz zu versehen oder zu er-

gänzen. Anschliessend wurde wie in den übrigen Fassadenflächen Spritzbeton aufgetragen.

Da damit zu rechnen ist, dass die Risse wieder an den gleichen Stellen entstehen, sollte so zumindest sichergestellt werden, dass eine dicke und kompakte Betonschicht vorliegt, die einem erneuten Verästeln und Ausbrechen der Rissflanken über lange Zeit widersteht. Hierzu ist anzumerken, dass die Schwindverkürzung des alten Betons, auf die der bedeutendste Anteil der Öffnung der Risse zurückzuführen war, abgeklungen ist; die zukünftig zu erwartenden Jahresbewegungen der Risse betragen an den stark der Sonneneinstrahlung ausgesetzten Flächen maximal $\pm 0,5$ mm.

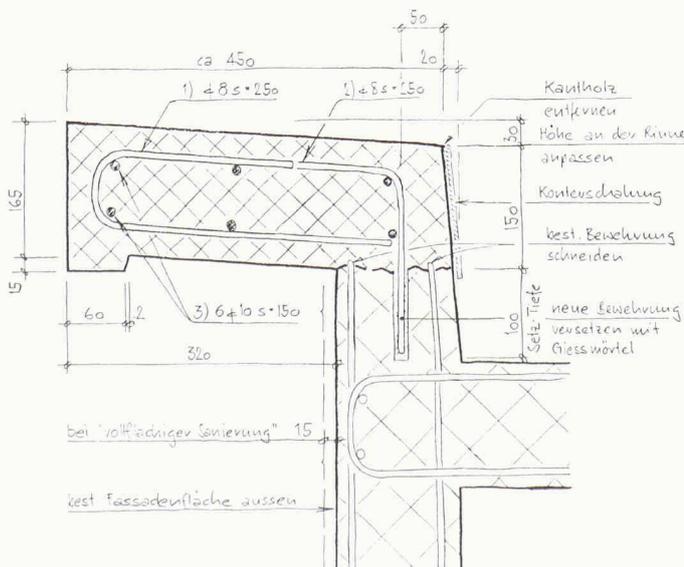
Dachrand und Fenstersimse

Der Dachrand und die Fenstersimse wurden abgebrochen und vollständig ersetzt. Am Beispiel des Dachrands kann eine weitere Besonderheit von Instandsetzungsarbeiten (oder Umbauten) aufgezeigt werden: Während der Projektierung können die vorliegenden Konstruktionsdetails oft nur auf Plänen beurteilt werden, da genauere Untersuchungen am Bau zu einem früheren Zeitpunkt einen zerstörenden Eingriff zur Folge hätten. Das anfänglich vorgesehene Vorgehen mit Abbruch und Anbetonieren der ausragenden Teile des Dachrands musste fallengelassen werden, da sich beim Entfernen des Kupferdachs herausstellte, dass der Beton unter dem Kantholz durch Risse weitgehend aufgelockert war. Die Lösung musste daher neu angepasst werden (Bild 9).

Als ebenso schwierig erwies sich das Ansetzen der Fenstersimse des Kirchenschiffs. Es handelt sich dabei um ein schlankes Betonband, das, ausgehend vom Turm, fugenlos um den gesamten Kirchenraum herum zu führen war. Der Betonabtrag erfolgte bis auf die alte Arbeitsfuge, die etwa 40 mm unterhalb des Simses lag. Vor dem Betonieren wurde auf der alten Betonoberfläche eine Haftbrücke aufgebracht. Die Simse wurden in einer vorgefertigten Schalung erstellt. Die Betonfensterrahmen und auch die Glasfenster, die während der Instandsetzungsarbeiten nicht entfernt werden konnten, mussten permanent geschützt werden.

Erhaltung der bestehenden Fassaden

Die Fassaden auf der Ost- und Südseite (unter dem Vordach) der Kirche konnten weitgehend erhalten werden. Dennoch waren die bereits vorliegenden Schadstellen und auch Bereiche mit grösseren Rissen instanzzusetzen. Dabei galt es die Bewehrung in Bereichen, in denen die Überdeckung ungenügend war oder Kor-



9

Ausgeführtes Detail des Dachrands

rosionsschäden vorlagen, freizulegen, zu reinigen und mit einem Korrosionsschutzanstrich zu versehen. Anhand des detaillierten Schadenplans wurden die Flickstellen vorgängig bezeichnet und die abzutragenden Bereiche an der Fassade angezeichnet. Als Mindestflickhöhe galt eine Schalbreitentiefe, und die Geometrie der Flickstellen wurde generell dem Schalungsbild angepasst.

Träger beim Haupteingang und Kamin

Der Träger beim Aufgang zur Kirche und auch der Kamin wurden vollständig abgebrochen und in Ort beton neu gebaut.

Im Zusammenhang mit tragenden Bauteilen, die ersetzt werden müssen, gilt es zu beachten, dass sich durch den Abbruch für die angrenzenden Bauteile keine unzumutbaren Zustände ergeben und dass für die neu zu erstellenden Bewehrungsanschlüsse ein tragfähiger Untergrund gefunden werden muss.

Für den Abbruch wurden dem Unternehmer anhand von Skizzen diejenigen Bewehrungsstäbe angegeben, die unter keinen Umständen entfernt oder weggeschnitten werden durften. Da die Annahmen bezüglich der bestehenden Bewehrung aber nur teilweise zutrafen, war in diesen Phasen eine sehr enge Begleitung der Ausführung durch die Bauleitung erforderlich. Wiederum zeigte sich, dass die erwarteten Konstruktionsdetails nur teilweise den tatsächlichen Gegebenheiten entsprachen; zudem traf man öfters auf stark aufgelockerte Betonzonen, die sich leicht von Hand lösen liessen. Die definitiven Ausführungspläne mussten deshalb mehrmals angepasst werden. Das Schalungsbild der neu erstellten Teile wurde wiederum der bestehenden Struktur angepasst.

Umgebungsmauern

Die Stütz- und Grenzmauern zum Nachbargrundstück hin wiesen schwere Schäden auf, so dass eine lokale Instandsetzung nicht in Frage kam. Ein Ersatz dieser Bauteile wurde dagegen als zu kostspielig erachtet. Schliesslich wurden die Umgebungsmauern wie die Fassaden mit dem Spritzbetonverfahren instandgesetzt. Diese Lösung begann sich bereits während der Arbeiten an den Musterflächen abzuzeichnen, die an ebendiesen Stützmauern ausgeführt wurden.

Angrenzende Bauteile

Obwohl sich die Hauptarbeit der Instandsetzung auf die Sichtbetonfassaden konzentrierte, musste eine grosse Anzahl angrenzender Bauteile untersucht, repariert und teilweise auch ersetzt werden

(Kupferdach, Stahlfensterrahmen, Natursteinabdeckungen, Glocken, Läutwerk, Leuchtziffern der Uhr, Beleuchtung usw.). Die Erneuerung dieser Bauteile und deren form- oder materialspezifische Anschlussdetails beeinflussten den Arbeitsablauf und die Ausführungsentscheide.

Oberflächenschutz

Für die Wahl des Oberflächenschutzes waren sowohl technische als auch ästhetische Aspekte zu berücksichtigen. Als denkmalpflegerische Vorgabe war zu beachten, dass der Farbton und das Erscheinungsbild möglichst dem ursprünglichen Anstrich (von 1934) nachempfunden werden sollten. An den teilweise noch vorhandenen Farbrückständen wurden deshalb chemische Analysen durchgeführt.

Entscheidend für die Überlegungen der Planer war, dass ein gewähltes System nebst der Erfüllung der technischen Anforderungen eine Überarbeitung zu einem späteren Zeitpunkt ermöglichen musste. Die zukünftige Anwendung neuer Instandsetzungsmethoden für Beton (z.B. elektrochemische Realkalisierung) sollte nicht verunmöglicht werden. Die Entscheidungen, grosse Teile der bestehenden Betonoberfläche zu erhalten, sowie die architektonischen und denkmalpflegerischen Vorgaben führten zu zwei wichtigen Zwischenentscheiden. Der Oberflächenschutz sollte eine mineralische Basis aufweisen, und auf allen Flächen war eine Hydrophobierung oder eine hydrophobierende Grundierung vorzusehen.

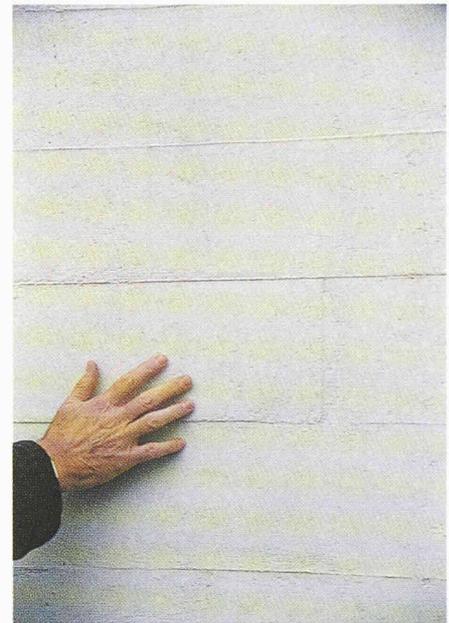
Die Anforderungen an das Schutzsystem wurden durch Ingenieur und Architekt wie folgt definiert:

- Der Aufbau des Oberflächenschutzes soll auf den bestehenden und neuen Betonoberflächen identisch sein, so dass eine möglichst einheitliche Abwitterung erwartet werden kann.

- Das Schutzsystem muss einen dauerhaften Feuchteschutz gewährleisten. Da die Karbonatisierung im bestehenden Beton bereits weit fortgeschritten war (die Front lag weit hinter der Bewehrung), hätte ein nachträglicher CO₂-Schutz keinen Sinn gehabt.

- Im Vergleich zum unbehandelten Beton sollte eine Reduktion der kapillaren Wasseraufnahme von 50 bis 80% erreicht werden.

- Die Wasserdampfdurchlässigkeit der Fassaden durfte nicht wesentlich verändert werden.



10

Fertiggestellte Spritzbetonfassade nach dem Auftragen des Oberflächenschutzes

- Der Oberflächenschutz soll über einen Zeitraum von etwa 15 bis 20 Jahren in dem Masse wirksam bleiben, dass keine weiteren Schäden (Betonabplatzungen) auftreten. Die normale Abwitterung führt zu einer Reduktion des Schutzes (und einer optischen Veränderung), darf diesen aber nicht aufheben.

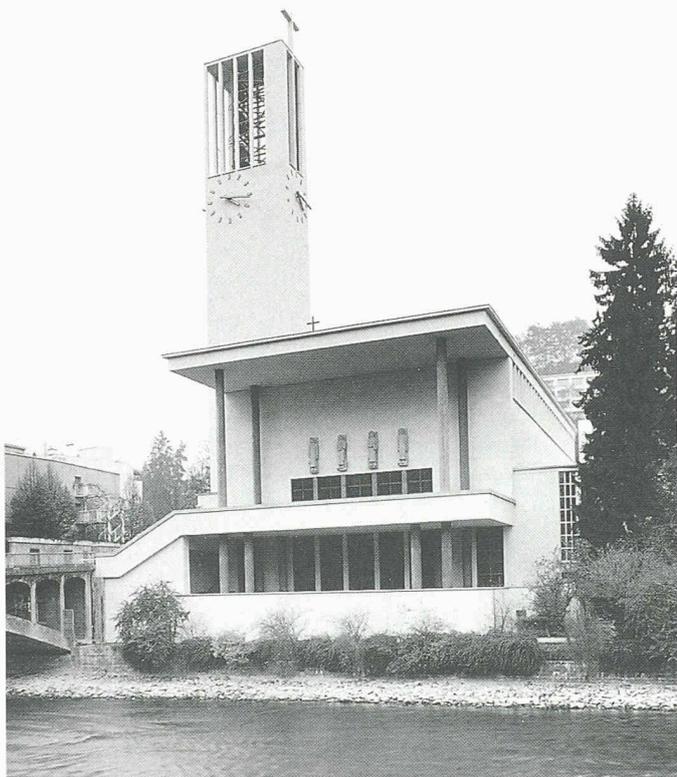
- Mit dem Oberflächenschutz sollte die Kirche wiederum als Einheit und ohne unschöne Flecken erscheinen.

- Der Farbton sollte etwas heller als bei normalem Sichtbeton sein; es wurde leicht gebrochenes Weiss bzw. warmes Grau angestrebt.

- Die Oberflächen sollten matt sein und auf keinen Fall glänzen; sie sollten nicht eintönig, sondern leicht strukturiert wirken (Lasur).

Wiederum wurde eine umfangreiche Bemusterung mit verschiedenen Produkten und unterschiedlichem Schichtaufbau vorgenommen. An aus den Musterflächen entnommenen Bohrkernen wurde in erster Linie die kapillare Wasseraufnahme geprüft. Aufgrund der Ergebnisse aus der Bemusterung und den Laboruntersuchungen gelangte schliesslich der folgende Aufbau zur Ausführung:

- Hydrophobierung, geflutet (Silan)
- zweimaliger Lasuranstrich, matt, abgetöntes Weiss (Bild 10)



11
Südfassade der Kirche nach der Instandsetzung (Bild: N. Nager, Luzern)

Für die Ausführung galt es zu beachten, dass der Untergrund vorgängig gründlich gereinigt werden musste (alte Farbrückstände), für das Aufbringen der Hydrophobierung aber trocken sein musste (Feuchtigkeit nach der Reinigung, Regentage); zudem durfte nur bei Temperaturen über 5°C gearbeitet werden. Für Arbeiten an neu erstellten Betonflächen galt zudem eine Wartezeit von mindestens drei Monaten (Karbonatisierung, detaillierte Abstimmung auf das Bauprogramm). Durch die Hydrophobierung wurde ein Ausgleich des Wasseraufnahmeverhaltens der verschiedenen Betonoberflächen erreicht.

Betonabtrag

Für den Abtrag des bestehenden Betons wurden manuelle Höchstdruckwasserstrahl-Geräte eingesetzt (HDWS). Der Betonabtrag gab verschiedentlich Anlass zu Diskussionen; insbesondere am Turm konnten die gewünschten Abtragsleistungen nur schwer erreicht werden [8].

Bei feinkörnigem und sehr unregelmässigem Beton, wie er an den Fassaden der Kirche St. Karl vorlag, variieren die Abtragsleistungen sehr stark. Bei Stampfbeton, der in der Regel grosse Festigkeits- und Gefügeunterschiede aufweist, können deshalb Druckfestigkeiten aus Kernbohrungen nicht als massgebende Kennwerte für die Beurteilung der Abtragsleistung

herangezogen werden. Die vergleichsweise mikroskopische Beschaffenheit des Betons am Auftreffpunkt des Strahls und die teilweise erheblichen Festigkeitsunterschiede innerhalb der zu bearbeitenden Flächen werden damit nicht erfasst. Die vorgängige Einschätzung der Abtragsleistungen muss sich deshalb auf die Erfahrung aus ähnlichen Objekten oder auf Testläufe stützen. Auch ist der Einsatz von automatisierten Abtragsgeräten (Robotern) bei historischem Beton kaum denkbar, da die Systemparameter laufend angepasst werden müssten; bei einem entsprechenden Versuch wurden bei konstant gehaltenen Geräteeinstellungen Abtragsstiefen zwischen 10 und 80 mm erreicht.

Für den Auftrag von Spritzbeton ist zu beachten, dass die Oberfläche nach dem Strahlen von Schmutz und Strahlgut zu reinigen ist. Beides lagert sich mit den Strahlwasserresten an der Oberfläche ab. Die zurückbleibenden Schwebstoffe bilden eine Trennschicht zwischen dem Beton, der instandgesetzt wird, und dem Spritzbeton. Die Haftung kann dadurch stark reduziert werden.

Ein besonderes Problem bei Arbeiten mit HDWS-Geräten stellt der Lärm dar. Bei der Kirche St. Karl genügten auch die im Laufe der Arbeiten intensivierte Lärmschutzmassnahmen (Lärmabdeckungen) nicht, um den durch das HDWS-System verursachten Lärm einzudämmen. Orientierungsschreiben an die Bewohner des

umliegenden Quartiers und Gespräche der Planer mit den Betroffenen haben aber immerhin geholfen, Verständnis für die Immissionen zu wecken.

Spritzbeton

Das Trockenspritzverfahren wird für die Instandsetzung von Betonfassaden immer häufiger angewendet [9]. Spritzbeton hat vergleichbare Eigenschaften wie herkömmlicher Beton, ist aber wegen der speziellen Art des Einbaus kompakter als vibrierter Beton gleicher Zusammensetzung. Zudem ist die Haftung auf einem fachgerecht vorbereiteten Untergrund sehr gut. Diese Eigenschaften gewährleisten die Dauerhaftigkeit der instandgesetzten Betonflächen.

Für die Kirche St. Karl wurde eine bereits mehrfach erprobte Baustellenmischung verwendet. Diese bestand aus hochwertigen Zuschlägen (0-8 mm) und 355 kg (pro 1000 l) HK-CEM (90% Portlandzement und 10% hydraulischer Kalk); chemische Zusatzmittel wurden keine beigegeben. Hydraulischer Kalk erhöht das Wasserrückhaltevermögen, verringert den E-Modul und verbessert die Bearbeitbarkeit des Spritzbetons. Mit einer minimalen Rauhtiefe von 5 bis 10 mm an der Auftragsfläche konnte eine einwandfreie Verzahnung zwischen dem Untergrund und der Spritzbetonschicht erreicht werden.

Der Betonab- und Spritzbetonauftrag an den Fassaden wurden jeweils von oben nach unten vorgenommen. Dadurch wurde die neuerliche Verschmutzung instandgesetzter Flächen durch darüber liegende Arbeitsflächen vermieden. Das durch Pläne und Fotos dokumentierte Schalungsbild und die ursprüngliche Geometrie wurde mit sogenannten Profildübeln am Objekt festgehalten. Die Tagesetappen mussten der sehr zeitintensiven Oberflächenbearbeitung angepasst werden. Ein sorgfältig ausgeführter Abrieb bewirkt eine zusätzliche Verdichtung der Spritzbetonoberfläche und ergibt damit eine bessere Schutzwirkung.

Die wichtigsten an den Musterflächen und am Bau festgestellten Materialkennwerte sind nachfolgend aufgeführt:

- kapillare Wasseraufnahme: ca. 0,5 bis $0,75 \text{ kg/m}^2 \text{ h}^{1/2}$
- Porenkennwerte: Kapillarporosität 15 bis 17%, Gesamtporosität 17 bis 19%
- E-Modul: 27 bis 30 kN/mm^2
- Druckfestigkeit: 60 bis 70 N/mm^2
- Haftzugfestigkeit: 2 bis $2,7 \text{ N/mm}^2$

Die Nachbehandlung ist bei dünnschichtigen Betoninstandsetzungen von grosser Bedeutung. Die noch frische Spritzbetonschicht muss vor zu rascher Austrocknung

geschützt werden. Zugleich ist dem zementreichen Spritzbeton genügend Feuchtigkeit für die Hydratation zuzuführen. An der Fassade der Kirche St. Karl ist dies durch Abdecken mit Fliesen und entsprechendem Feuchthalten während 7 Tagen geschehen. Als Witterungsschutz wurden Gerüstverkleidungen aus festem und zugleich luftdurchlässigem Material angebracht, die Sonne, Wind und Regen vom Objekt fernhielten.

Schlussbemerkungen

Rückblickend kann festgestellt werden, dass sich der grosse Aufwand für die Entwicklung des Instandsetzungsprojekts für die Kirchenfassaden gelohnt hat. Wichtigste Voraussetzung für das Gelingen waren intensive Gespräche innerhalb des Planerteams (Ingenieure und Architekten). Der Einbezug weiterer Fachleute und die angeregten Diskussionen mit den Unternehmern und Denkmalpflegern stellten sich als sehr wertvoll heraus. Dabei ging es zunächst darum, eine gemeinsame Sprache zu finden und eine gewisse Sensibilität für Belange zu erreichen, die über den unmittelbaren Fachbereich hinausgehen.

Eine offene Informationspolitik gegenüber der Bauherrschaft und deren Einbezug in den Entscheidungsprozess schuf ein Vertrauensverhältnis. Wesentlich zur Entscheidungsfindung trugen auch das Aufzeigen von möglichen Etappierungen sowie das klare Bekenntnis aller Beteiligten bei, nicht das Maximum, sondern das Optimum zu realisieren. Grundlage und gleichzeitig auch Leitfaden für die Instandsetzung waren ein zu Beginn erarbeitetes Strategiepapier mit klar strukturiertem Zeitplan und eine Bauteilliste, die als Checkliste für die Arbeiten diente. Dies dürften mit Gründe dafür sein, dass der Kirchenrat dem Baukredit zustimmte, obwohl noch nicht alle Ausführungsent-scheide gefällt waren [10].

Das Vorliegen von Musterflächen erwies sich als grosser Vorteil. In der intensiven Auseinandersetzung mit den architektonischen und denkmalpflegerischen Fragen der Instandsetzung zeigte sich verschiedentlich, dass das Vorhandensein konkreter und gut zugänglicher Referenzflächen die Diskussion erleichtert. So konnten Farbe, Textur und Gesamterscheinungsbild der Spritzbetonflächen laufend begutachtet, mit den bestehenden Sichtbetonflächen verglichen, und die Folgen der noch geplanten Eingriffe zumindest erahnt werden. Leicht fiel den Beteiligten der Entscheid nicht, insbesondere nachdem aufgrund der Vorversuche mit elektrochemischer Realkalisierung bereits

Kosten

Die Spritzbetonarbeiten am Turm und am Kirchenschiff umfassten rund 1460 m². Eine Übersicht über die Kosten der Instandsetzung der Fassaden vermittelt die tabellarische Zusammenstellung.

	Kirchenfassade [Fr./m ²]	Turm [Fr./m ²]
Betonabtrag (im Mittel 29 mm an der Kirchenfassade bzw. 37 mm am Turm)	220.00	288.50
Reinigung, Behandeln der Bewehrung	30.50	34.50
Schalung (Kanten, Leibungen)	17.50	26.50
Spritzbeton (im Mittel 44 mm an der Kirchenfassade bzw. 54 mm am Turm)	140.50	166.50
Nachbehandlung, Bearbeitung der Oberflächen (Schalbrettstruktur)	49.00	46.00
Zwischentotal 1	457.50	562.00
Abdekarbeiten (Umgebung, benachbarte Bauteile, Notdach)	39.50	20.00
Schallschutz	24.50	24.50
Zwischentotal 2	64.00	44.50
Preis pro m ²	521.50	606.50

Die Kostenübersicht zeigt, dass der m²-Preis für die Arbeiten am Turm aufgrund der Tatsache, dass grössere Abtragstiefen erforderlich waren, etwas höher ausfiel. Zusammen mit den Aufwendungen für den Oberflächenschutz (Hydrophobierung, zweimaliger Lasuranstrich) ergaben sich für die Fassadenflächen mittlere Instandsetzungskosten von rund Fr. 590.-/m².

die Hoffnung bestand, weit grössere Flächen erhalten zu können.

«Alles sei ganz erneut» - so lautete das Motto, mit dem Fritz Metzger sein Projekt 1930 überschrieb [1]. Auch die Arbeiten für die Instandsetzung orientierten sich an diesem Leitspruch, wobei es nicht darum ging, die Kirche St. Karl in einen Urzustand zurückzuführen; vielmehr sollte ihr «Alterswert» ablesbar bleiben und getreu Metzgers Motto «erneut» werden (Bild 11).

Adresse der Verfasser:

Viktor Sigrüst, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA, Ritz Zimmerli Sigrüst AG, Steghofweg 2, 6005 Luzern, Hans Gubler, dipl. Bauing. HTL, Laich SA, 6670 Avegno, Marco Korner, dipl. Arch. ETH/SIA, Geissmatthalde 5, 6004 Luzern

Am Bau Beteiligte

Bauherr:
Röm.-Katholische Kirchengemeinde Luzern
Planerteam:
Ritz Zimmerli Sigrüst AG, Bauingenieure, Luzern
Marco Korner, Architekt, Luzern
Betonarbeiten:
W. Arnet, Bauunternehmung, Luzern, und Laich SA, Spritzbetonarbeiten, Avegno
Malerarbeiten:
Arge Schlotterbeck, Durrer, Odermatt, Fedier, Isoardi, Luzern
Eidgenössische Denkmalpflege:
Dr. A. Wyss, Basel
Kantonale Denkmalpflege:
Dr. G. Carlen, Luzern

Literatur

- [1] Rogger A.: Alles sei ganz erneut: Fritz Metzgers St. Karli-Kirche in Luzern. Sonderdruck aus «Jahrbuch der Historischen Gesellschaft Luzern», Band 14, S. 2-51, 1996
- [2] IP Bau: Zustandsuntersuchung an bestehenden Bauwerken: Leitfaden für Bauingenieure. Bundesamt für Konjunkturfragen, Publikation 724.456 D, 1992
- [3] IP Bau: Betoninstandsetzung mit System. Bundesamt für Konjunkturfragen, Publikation 724.462 D, 1993
- [4] Roti A.: Elektrochemische Verfahren zur Betoninstandsetzung. SI+A 18, S. 304-309, 1994
- [5] Mietz J., Isecke B., Jonas B., Zwiener F.: Elektrochemische Realkalisierung zur Instandsetzung korrosionsgefährdeter Stahlbetonteile. Abschlussbericht des BMFT - Forschungsvorhaben 03F615A 9, Bundesamt für Materialforschung und Materialprüfung, Berlin, Okt. 1994
- [6] Hunkeler F., Steiger A.: Grundlagen der Instandsetzung von Stahlbetonbauten. Schulungszentrum TFB, Wildegg, 1997
- [7] Schorn H., Huber H., Morgan D.R., Teichert P., Egli R.: 6. Spritzbetonkolloquium, Tagungsbericht, Laich SA, 1997
- [8] Kaut V.: Optimierung des Einsatzes von Hochdruck-Wasserstrahl-Systemen bei der Betonuntergrundvorbereitung. Dissertation, RWTH Aachen, 1997
- [9] Kägi J., Gubler H.: Erneuerung einer Betonfassade: Das Schwesternhochhaus des Universitätsspitals Zürich. SI+A 44, S. 1008-1011, 1995
- [10] Sigrüst V., Zimmerli B.: Instandsetzung der Kirche St. Karl, Luzern. Schulungszentrum TFB, Wildegg, 1998