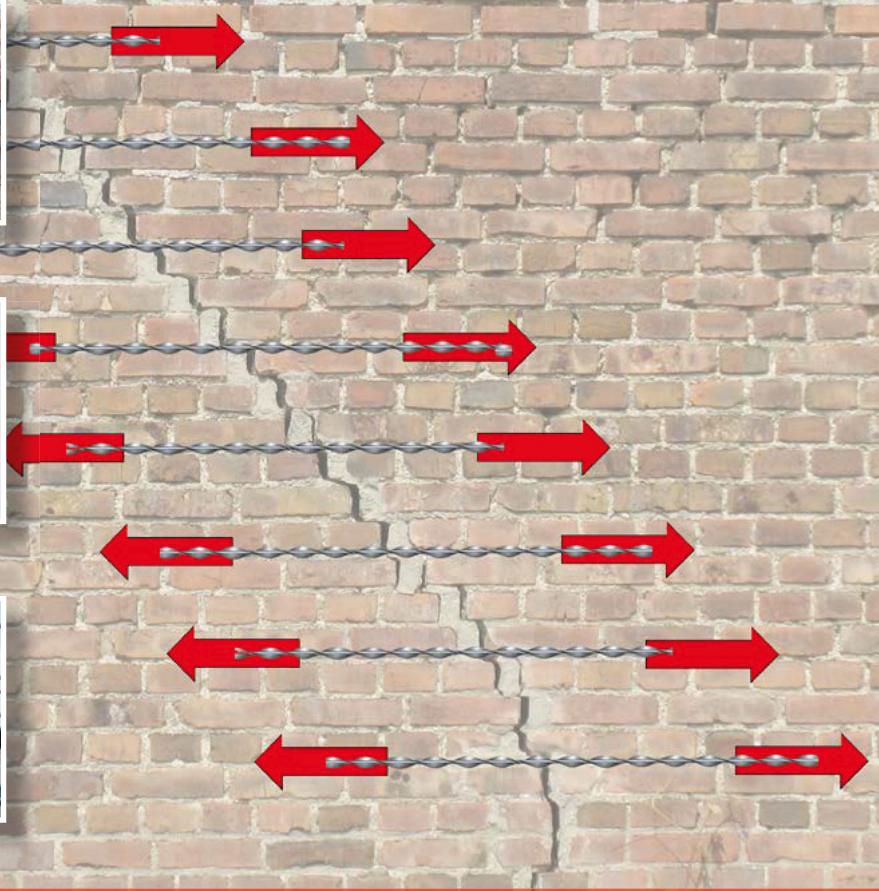
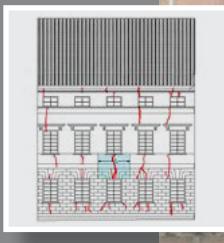


Heinz Meichsner | Thomas Jahn

Mauerwerksinstandsetzung mit Spiralankern

Grundlagen, Berechnung, Konstruktion



Fraunhofer IRB Verlag

Heinz Meichsner | Thomas Jahn
Mauerwerksinstandsetzung mit Spiralankern

Heinz Meichsner | Thomas Jahn

Mauerwerksinstandsetzung mit Spiralankern

Grundlagen, Berechnung, Konstruktion

Fraunhofer IRB Verlag

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek:

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über www.dnb.de abrufbar.

ISBN (Print): 978-3-8167-9213-0

ISBN (E-Book): 978-3-8167-9214-7

Lektorat: Thomas Altmann

Herstellung: Angelika Schmid

Umschlaggestaltung: Martin Kjer

Satz: Mediendesign Späth, Birenbach

Druck: Westermann Druck Zwickau GmbH, Zwickau

Alle Rechte vorbehalten.

Dieses Werk ist einschließlich aller seiner Teile urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die über die engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes hinausgeht, ist ohne schriftliche Zustimmung des Fraunhofer IRB Verlages unzulässig und strafbar. Dies gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen sowie die Speicherung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen und Handelsnamen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass solche Bezeichnungen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und deshalb von jedermann benutzt werden dürfen.

Sollte in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z. B. DIN, VDI, VDE) Bezug genommen oder aus ihnen zitiert werden, kann der Verlag keine Gewähr für Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen. Es empfiehlt sich, gegebenenfalls für die eigenen Arbeiten die vollständigen Vorschriften oder Richtlinien in der jeweils gültigen Fassung hinzuzuziehen.

© Fraunhofer IRB Verlag, 2014

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB

Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart

Telefon +49 7 11 9 70-25 00

Telefax +49 7 11 9 70-25 08

irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Vorwort

Mauerwerksrisse treten relativ häufig in Wänden sowohl neuer als auch älterer Gebäude auf. Sie stellen nicht nur einen optischen Makel dar, sondern können im ungünstigsten Fall zu bauphysikalischen Beeinträchtigungen (Wärme-, Feuchte- und Schallschutz) führen. So häufig, wie Risse auftreten, so vielfältig sind die Instandsetzungsmethoden, vom einfachen Verfüllen der Risse bis zu aufwändigen, mit integrierten Kunststoffgitternetzen überputzten Flächen.

Die Spiralankeranwendung nimmt unter den Möglichkeiten der Instandsetzung eine besondere Stellung ein. Wie bei anderen Instandsetzungsverfahren entsteht an der Stelle des instand gesetzten Risses, z. B. unter tiefen Temperaturen, ein erneuter Riss. Jedoch wirken die Spiralanker durch die aufgezwungene Dehnung wie Federn, welche die Risse bei Erwärmung wieder verschließen. Das macht Spiralanker dort interessant, wo vor allem im Außenbereich dauerhafte Lösungen zur Instandsetzung gerissenen Mauerwerks benötigt werden.

Trotz einer zunehmenden Verbreitung der Spiralanker in mehreren Ländern gibt es außer Firmenschriften mit werbenden Inhalten fast keine veröffentlichten Untersuchungen. Das vorliegende Fachbuch schließt diese Lücke, auch wenn noch einige technische Fragestellungen unbeantwortet sind. Es bleibt einiges an wissenschaftlicher Arbeit zu tun.

Dieses Buch richtet sich vor allem an die Bauherren, die beabsichtigen, gerissenes Mauerwerk instand zu setzen, an Planer sowie an ausführende Baufirmen insbesondere im Denkmalschutz.

Grundlage dieses Buches sind sowohl die aktuellen einschlägigen Europäischen Normen des Mauerwerksbaus als auch die des aktuellen semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes, das auf der Definition von Grenzzuständen sowohl der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit beruht.

Spiralanker dürfen in Deutschland nur als nicht tragende Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten eingesetzt werden. Eine nachträgliche tragende Bewehrung ist damit nicht zulässig und wegen der kleinen Querschnittsflächen nicht zweckmäßig. Trotzdem ist eine statische Berechnung notwendig, für die in diesem Buch die theoretischen Grundlagen hergeleitet werden. Um sie richtig anzuwenden, ist die Kenntnis der Rissursachen sowie des zeitlichen Verlaufs der Rissbildung notwendig.

Um die Spiralanker verlegen zu können, ist das Mauerwerk zu schlitzen, was einen Eingriff in das Tragwerk und eine dauerhafte Beschädigung tragender Querschnitte bedeutet. Auch wenn der Schlitz wieder verfüllt wird, trägt nach der Instandsetzung nur der unbeschädigte Teil des Querschnitts. Gerade diese Mauerwerksschwächung wird von vielen Anbietern unterschätzt und erfordert mehr Aufmerksamkeit. Dazu enthält das Fachbuch Hinweise in Anlehnung an die Mauerwerksnorm.

Der unbefriedigende Zustand, dass jeder Anbieter des Systems mit »eigenen Vorschriften« aufwartet, die nicht durchgängig mit den anerkannten Regeln der Technik übereinstimmen und zudem durch Werbeinhalte geprägt sind, war Anlass der Autoren, sich mit der Wirkungsweise der Spiralanker theoretisch auseinander zu setzen.

Mittels Laborversuchen konnten Baustoffkennwerte bestimmt werden, die grundlegend für die Dimensionierung bzw. die zu führenden rechnerischen Nachweise sind.

Es gelang, die Funktionsweise der Spiralanker zu erklären, technische Regeln zu formulieren und mittels mechanischer Modelle rechnerische Nachweise am instand gesetzten Mauerwerk zu führen. Das Buch beinhaltet den aktuellen Kenntnisstand zur Anwendung von Spiralankern. Die Autoren beabsichtigen, denjenigen eine zuverlässige Orientierung zu geben, die sich mit Spiralankern beschäftigen wollen.

Aus didaktischen Gründen wurden die kompliziert erscheinenden mechanisch-mathematischen Ableitungen und das Berechnungsbeispiel an das Ende des Buches gestellt. Hiermit wird den unterschiedlichen Interessen der Leser Rechnung getragen. Im Text enthaltene Diagramme zu Parameteruntersuchungen erleichtern das Verständnis der Funktionsweise der Spiralanker, ohne die mechanischen Modelle grundlegend erfassen zu müssen.

Im ersten Teil des Buches werden die dazu benötigten Hilfsmittel für den wichtigsten Fall der Temperaturänderungen und daraus resultierenden Verformungen soweit behandelt, dass dazu nicht die Lektüre weiterer Literatur notwendig ist. Die theoretischen Grundlagen der Bemessung werden hergeleitet.

Daran schließen sich Angaben über die benötigten Werkstoffeigenschaften der Spiralanker sowie des Mauerwerks an. Ein ganzer Abschnitt ist dem Verbundverhalten der Spiralanker im Mauerwerk gewidmet. Hier werden Literaturangaben mit eigenen Versuchsergebnissen kombiniert. Leider war nur eine begrenzte Anzahl von Versuchen möglich, sodass die Ergebnisse statistisch nicht zuverlässig abgesichert sind. Wir entschieden uns trotzdem dazu sie zu verwenden, um damit weitere Versuche anzuregen.

Ein weiterer Teil beschreibt das Konstruieren mit Spiralankern und beinhaltet Angaben zur Bauausführung. Der letzte Abschnitt enthält das Berechnungsmodell mit der theoretischen Herleitung sowie ein Zahlenbeispiel.

Die Autoren bedanken sich bei den Firmen DESOI GmbH und Rubersteinwerk GmbH für die Unterstützung der experimentellen Untersuchungen und die Überlassung von Bildmaterial. Besonderer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Stefan Hain, der sämtliche Versuche zum Verbundverhalten im Rahmen seiner Diplomarbeit durchführte, sowie Herrn Dr.-Ing. Thomas Klink und seinen Mitarbeitern des Instituts für experimentelle Mechanik an der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig. Unser besonderer Dank gilt auch Herrn Dipl.-Ing. Thomas Altmann und seinen Mitarbeitern aus dem Fraunhofer IRB Verlag für die gewohnt angenehme Zusammenarbeit.

April 2014
Die Autoren

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	5
1 Spiralanker – technische und bauordnungsrechtliche Einordnung	9
1.1 Spiralanker – nachträglich verlegte Mauerwerksbewehrung mit besonderen Eigenschaften	9
1.2 Spiralanker und das deutsche Bauordnungsrecht	11
1.3 Wodurch werden Spiralanker beansprucht und wie sind sie zu bemessen?	11
2 Einwirkungen auf das Mauerwerk – Bemessungslastfälle	15
2.1 Das Hauptanwendungsgebiet für Spiralanker sind Risse infolge von Zugzugkräften	15
2.2 Vorschlag für drei standardisierte Lastfälle	22
2.3 Wie bestimmt man den Behinderungsgrad?	23
3 Materialkennwerte	27
3.1 Allgemeines	27
3.2 Technische Daten für die Spiralanker	27
3.3 Technische Daten für das Mauerwerk	30
3.4 Die Zugbruchdehnung des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen	35
3.5 Der Ankermörtel und seine Verbundeigenschaften gegenüber dem Spiralanker	36
4 Die Bemessung der Spiralanker bei zentrischem Zugzwang	55
4.1 Ziel der Bemessung	55
4.2 Zwang	56
4.3 Sicherheitskonzept	57
4.4 Vergleiche mit der Bemessung von Stahlbetonbauteilen	60
4.5 Ansätze und Ergebnisse für die Bemessung	63
4.6 Auswirkungen ausgewählter Parameter auf die Funktion der Spiralanker-verbindung	66
4.7 Formeln für die Nachweise und für die Bemessung	80
5 Der Mauerschlitz – ein mögliches Standsicherheitsrisiko für die Wand	81
5.1 Einschränkende Bestimmungen in Anlehnung an die DIN EN 1996-1-1 (Eurocode 6) und DIN EN 1996-1-1/NA (Nationaler Anhang zu EC 6)	81

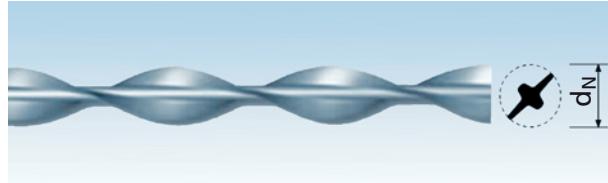
5.2	Das potenzielle Standsicherheitsproblem	83
5.3	Spiralanker an Ecken und Rändern	86
6	Konstruktionsregeln	87
6.1	Spiralankeranwendung möglichst mit ingenieurtechnischer Beratung	87
6.2	Die für die Bemessung maßgebende Bauteildehnung möglichst realistisch einschätzen	89
6.3	Bauliche Durchbildung	92
6.4	Der Spiralanker im Mauerschlitz	96
6.5	Einzelriss oder Rissgruppe	98
6.6	Mindestwanddicke ohne statischen Nachweis	99
7	Planung der Spiralankerverbindung	101
7.1	Zusammenarbeit mit dem Bauherrn	101
7.2	Planung der Instandsetzung mit Spiralankern	103
7.3	Planung der Instandsetzung mit Spiralankern bei sehr kleinen Vorhaben	105
7.4	Planungsunterlagen	107
8	Bauausführung	109
8.1	Herstellung des Schlitzes	109
8.2	Füllen des Mauerschlitzes nach der Verlegung	111
9	Ableitung der Gleichungen zur Bemessung von Spiralankern unter zentrischer und exzentrischer Zugbeanspruchung	115
9.1	Mauerwerksrisse	115
9.2	Annahmen zum Materialverhalten	115
9.3	Verbundeigenschaften des Spiralankers am Riss	118
9.4	Rechnerischer Nachweis der Rissbreite für die Zeit nach der Instandsetzung für eine zentrische Zugbeanspruchung	122
9.5	Berechnung der Kraft F infolge der Dehnungsbehinderung	135
9.6	Untersuchungen zur exzentrischen Beanspruchung des Mauerwerks durch Temperatur	142
Zusammenstellung der verwendeten Formelzeichen		149
Literaturverzeichnis		153
Stichwortverzeichnis		155

1 Spiralanker – technische und bauordnungsrechtliche Einordnung

1.1 Spiralanker – nachträglich verlegte Mauerwerksbewehrung mit besonderen Eigenschaften

Spiralanker sind eine Stahlbewehrung, mit der Mauerwerksbauteile nachträglich bewehrt werden können. Sie werden mit Nenndurchmessern von $d_N = 3 \text{ mm}$, $4,5 \text{ mm}$, 6 mm , 8 mm und 10 mm angeboten. Für die Verwendung zur Instandsetzung von gerissenen Mauerwerksbauteilen ist der Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ am besten geeignet (Bild 1.1), wie im Folgenden gezeigt wird.

Bild 1.1 Spiralanker mit Angabe seines Nenndurchmessers



Die Besonderheit der Spiralanker besteht darin, dass sie nachträglich ins Mauerwerk eingebaut werden können und dort keinen Korrosionsschutz brauchen, weil sie aus nicht rostendem Stahl bestehen. Sie werden in Form von Stäben mit 1 m Länge, aber auch in Rollen von 10 m Länge angeboten.

Bild 1.2 Spiralanker als Rollenmaterial



Als tragende Bewehrung sind Spiralanker in Deutschland nicht zugelassen. Sie haben im Vergleich zur Stahlbetonbewehrung viel geringere Querschnittsflächen und einen kleineren Elastizitätsmodul. Die beiden größten Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ und 10 mm entsprechen bezüglich der Querschnittsfläche Rundstäben von $3,2 \text{ mm}$ bzw. $4,1 \text{ mm}$

Durchmesser. Der Vergleich der Spiralanker mit Nenndurchmessern von 8 und 10 mm mit zahlengleichen Rundstahldurchmessern ist in Bild 1.3 dargestellt. Der Eurocode 6 für den Mauerwerksbau (DIN EN 1996-1-1) gibt im Abschnitt 8.2.3 Mindestanforderungen an eine statisch anrechenbare Mauerwerksbewehrung an. Diese können mit Spiralankern als nachträglich verlegte Bewehrung nicht erfüllt werden.

Die Querschnittsfläche der Hauptbewehrung soll je nach beabsichtigter Wirkung mindestens 0,015 % bzw. 0,03 % des Mauerwerksquerschnitts betragen. Für eine Wanddicke von

- $t = 365 \text{ mm}$ entspricht das einer Fläche von $A_{SP} = 183 \text{ mm}^2$ pro m Wandhöhe,
- $t = 490 \text{ mm}$ entspricht das einer Fläche von $A_{SP} = 245 \text{ mm}^2$ pro m Wandhöhe.

Legt man in jede der 12 Lagerfugen pro Meter Wandhöhe bei Verwendung des Normalformats der Mauersteine einen Stab mit dem Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$, dann entspricht das 120 mm^2 . Das wäre eine extrem große, unübliche nachträgliche Bewehrung und erreicht trotzdem die Mindestforderung der Norm nicht annähernd. Bei mit Spiralankern verklammerten Wänden handelt es sich um sehr schwach bewehrte Bauteile, die nicht im Geltungsbereich der Mauerwerksnormen liegen.

Trotz dieser einschränkenden Bedingungen hat sich der Anwendungsumfang der Spiralanker für die Instandsetzung von gerissenem Mauerwerk in den letzten Jahren kontinuierlich erweitert. Das hat mehrere Ursachen:

- Die Instandsetzung gerissenen Mauerwerks mit Spiralankern hat sich über Jahre hinweg bewährt. Schäden sind nicht bekannt geworden. Erfahrungsgemäß handelt es sich um eine robuste, wenig anfällige Methode.
- Einige Anbieter ignorieren das Vorschriftenwerk und verkaufen Spiralanker unter nicht regelkonformen Bedingungen, z.B. als tragende Bewehrung für die nachträgliche Mauerwerksverstärkung. Dass auch bei einer solchen Anwendung keine Schäden bekannt geworden sind, ist nur möglich, wenn die dem Bauherrn versprochene nachträgliche Verstärkungswirkung weder notwendig war, noch tatsächlich eingetreten ist.

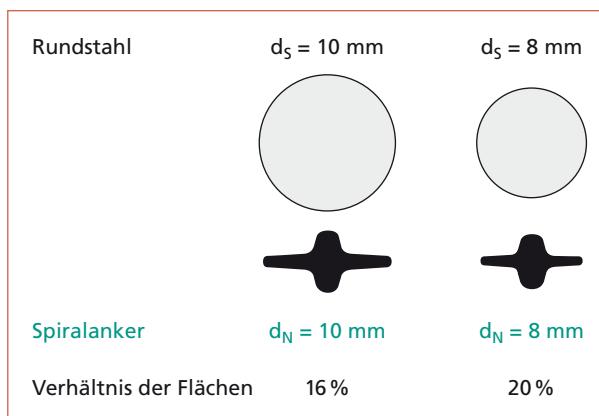


Bild 1.3 Vergleich der Spiralanker mit Nenndurchmessern von 8 und 10 mm mit durchmessergleichen Kreisquerschnitten

Spiralanker können die Rissöffnung infolge einer Bauteildehnung nicht nennenswert behindern. In ihnen entstehen aber bei Bauteildehnungen (Abkühlung) Zugkräfte, die bei einer Erwärmung wieder zurückgehen. Die Spiralanker wirken dabei wie eine Feder, die die Rissufer wieder zusammenzieht. So können sich die Risse bis zu einer kaum sichtbaren Rissbreite zurückbilden.

1.2 Spiralanker und das deutsche Bauordnungsrecht

Nach dem deutschen Bauordnungsrecht muss jede tragende Bewehrung genormt oder durch das Deutsche Institut für Bautechnik Berlin (DIBt) zugelassen sein. Zum Zeitpunkt des Redaktionsschlusses dieses Buchs gibt es nur eine Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik, die Spiralanker als tragende Bauteile zur Verbindung zweischaliger Wände beinhaltet.

Nach der aktuellen Bauregelliste (2013/2) sind Spiralanker in der Bauregelliste C im Punkt »1 Rohbau« unter Pkt. 1.4 enthalten. Er lautet: »1.4 Mauerwerksbewehrung, die nicht für die Standsicherheit des Mauerwerks erforderlich ist.« Alle Ausführungen für Spiralanker in diesem Buch gelten in diesem Sinne.

Die Spiralankeranwendung greift in die bestehende Mauerwerkssubstanz ein und berührt damit mehr oder weniger die aktuellen Mauerwerksnormen, insbesondere die DIN EN 1996-1-1 mit dem zugehörigen nationalen Anhang. Diese Norm »behandelt die allgemeinen Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken ...«, hat also ausdrücklich **Neubauten** zum Gegenstand. Spiralanker im Sinne der Anwendung zur Instandsetzung gerissener Mauerwerksbauteile betreffen ausschließlich bauliche Veränderungen an **bestehenden Bauwerken**. Deshalb ist die DIN EN 1996-1-1 mit Nationalem Anhang eine Orientierung, deren Einhaltung weitgehend angestrebt wird. Allerdings enthält die Norm Forderungen, wie z. B. für Mauerschlüsse, die bei der Anwendung von Spiralankern nicht erfüllbar sind. Diese Forderungen sind auf die Verlegung von Installationsleitungen zugeschnitten, was aus dem Verweis auf die DIN 18015-3 »Elektrische Anlagen in Wohngebäuden, Teil 3: Leitungsführung und Anordnung der Betriebsmittel« erkennbar ist.

1.3 Wodurch werden Spiralanker beansprucht und wie sind sie zu bemessen?

Spiralanker werden seit einigen Jahren im Mauerwerksbau verwendet. Hauptanwendungsgebiet ist in Deutschland die Instandsetzung gerissener Wände. Dazu werden sie rechtwinklig über den Riss in vorher eingefräste Schlitze eingelegt und die Schlitze anschließend vermörtelt (Bild 1.4). Der Riss wird während der Instandsetzung verspachtelt oder injiziert. So werden die Rissufer miteinander verbunden und der Riss gefüllt. Ggf. ist eine farbliche Angleichung vorzunehmen. Unmittelbar danach sieht das Mauerwerk wie eine rissfreie Wand aus.

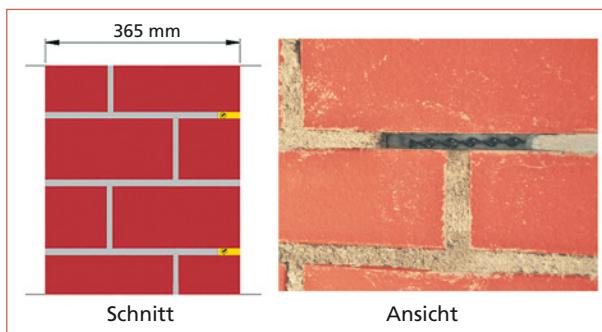


Bild 1.4 Ziegelwand mit Spiralankern (Foto rechts: Schulungsobjekt der Rubersteinwerk GmbH, Lichtenstein)

Für die Spiralanker ist das der Zeitpunkt Null. Zu diesem Zeitpunkt ist ein verändertes statisches System entstanden, das dem ursprünglichen, ungerissenen System verwandt ist. Der Unterschied besteht in einer elastischen Dehnmöglichkeit an der Stelle des Risses, die etwas größere Dehnungen ermöglicht, als im ungerissenen Zustand, aber kleinere als im Zustand ohne Bewehrung. Dabei werden die Spiralanker gezogen. Die Zugkraft wirkt der Bewegung der Rissufer entgegen und versucht, die Rissufer wieder in die Ausgangslage zu bringen. Wegen ihres geringen Querschnitts können sie die Rissöffnung nur unwesentlich behindern. Sie unterstützen aber das Zusammenziehen des Risses bei »Entlastung«. Die Spiralanker wirken wie eine Feder, die bei Abkühlung gespannt und bei Bauteilerwärmung, nach dem Schließen des Risses, entspannt wird.

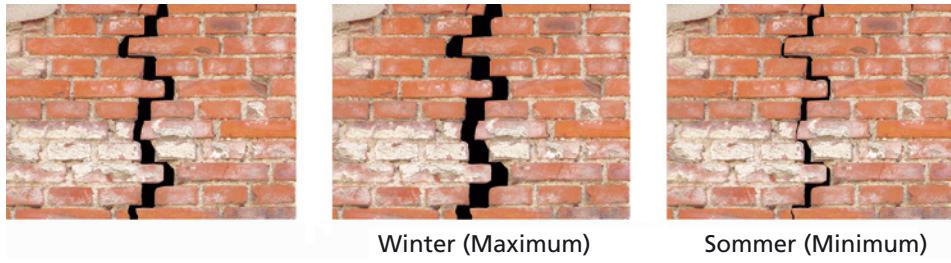


Bild 1.5 Rissbreiten bei älterem, unbewehrten Mauerwerk (Foto zur Veranschaulichung manipuliert)

Bild 1.5 zeigt die Änderung der Rissbreite eines unbehandelten Risses. Im Winter sind die beiden Wandabschnitte links und rechts vom Riss am kürzesten (mittleres Bild), der Riss öffnet sich und die Rissbreite ist am größten. Im Sommer ist das umgekehrt. Die beiden Wandabschnitte links und rechts vom Riss verlängern sich durch die Bauteilerwärmung und »schieben« den Riss auf eine kleinere Rissbreite zusammen. Im Sommer ist die Rissbreite am kleinsten.

Ein älterer Riss schließt sich nie wieder ganz. Er hat auch in einem heißen Sommer noch eine deutlich wahrnehmbare Rissbreite. Das ist dadurch bedingt, dass sich Risse nicht nur unter Kälte bilden, sondern unter der gesamten Zwangverformung, die aus Anteilen von behinderten Schwind- und Temperaturverformungen sowie ggf. aus Verformungen durch Setzungsdifferenzen besteht. Bei älteren Bauteilen sind die Schwind- und Setzungsverformungen weitgehend oder ganz abgeschlossen. Deshalb bleiben die von ihnen verursachten Rissbreitenanteile unveränderlich erhalten, während sich die

veränderlichen temperaturbedingten Rissbreitenanteile während der gesamten Nutzungszeit verändern. Jeder Riss hat daher einen konstanten, unveränderlichen Anteil an der Rissbreite und einen meist kleineren, sich verändernden Rissbreitenanteil aus temperaturbedingten Verformungen. Für die Spiralanker ist es am günstigsten, wenn sie nur für diesen Anteil bemessen werden müssen.

Bei älteren Bauwerken (mindestens 5 bis 10 Jahre alt) wirken nur noch temperaturbedingte Formänderungen. Diese Formänderungen sind reversibel und wiederholen sich während der Nutzungszeit. Sie haben im Vergleich zu anderen Rissursachen (Schwindverkürzungen, aber auch Setzungsdifferenzen) einen Anteil von höchstens 50 % der Rissbreite. Deshalb werden die Spiralanker nur relativ gering beansprucht, wenn man sie lediglich für die Temperaturverformungen bemessen kann. Es ist zu empfehlen, Spiralanker vor allem bei älteren Gebäuden zu verwenden, also in einem Alter von mindestens 5 Jahren nach Entstehung der Risse. Dann wirken einige Rissursachen nicht mehr. Die Risse können einfach durch Füllen »beseitigt« werden.

Gerissene Wände sollten zu einem möglichst günstigen Zeitpunkt instandgesetzt werden. Ideal wäre es, wenn der Riss während der Instandsetzung seine größte Rissbreite besitzen würde. Das wäre nur bei einer tiefen Bauteiltemperatur möglich, also im Winter. Je tiefer sie ist, umso besser. Zu beachten ist dabei, dass eine Mindestverarbeitungstemperatur für den Ankermörtel einzuhalten ist. Sie liegt je nach Anbieter bei 5 bis 8°C.

2 Einwirkungen auf das Mauerwerk – Bemessungslastfälle

2.1 Das Hauptanwendungsgebiet für Spiralanker sind Risse infolge von Zwangzugkräften

Spiralanker dürfen nicht als Bewehrung für tragende Funktionen in Mauerwerk eingesetzt werden. Sie haben eine relativ kleine Querschnittsfläche und sind deshalb für die Abtragung von Lasten weder geeignet noch in Deutschland zugelassen. Deshalb soll man sie nur dort einsetzen, wo Risse infolge von Zwang entstanden sind. Tragwerksplaner unterscheiden zwischen Last- und Zwangbeanspruchungen. In Mauerwerk werden Risse überwiegend durch Zwang verursacht. Zwang entsteht immer dann, wenn lastunabhängige Bauteilverformungen behindert werden. Solche Bauteilverformungen entstehen durch:

- Schwinden des Mauerwerks. Dabei gibt das junge Mauerwerk Feuchtigkeit ab, wodurch sich sein Volumen verkleinert. An der Bauteillänge nimmt man die Volumenverringerung als Bauteilverkürzung wahr.
- Temperaturänderungen des Mauerwerks. Mauerwerk vergrößert sein Volumen bei Temperaturerhöhungen und verringert es bei Abkühlung.
- Eine Sonderstellung nehmen Verformungen des Baugrunds unter der Last des Bauwerks ein. Sie führen zu Veränderungen der Auflagerbedingungen des Bauwerks und im Normalfall zur Rissbildung. Diese Verformungsart ist abhängig von den Lasten im Bauwerk (vorwiegend Eigenlasten), zählt aber trotzdem zu den Zwangeinwirkungen. Das liegt daran, dass keine Nutzlasten als Rissursache wirken müssen.

Ein klassisches Beispiel für zwangbedingte Risse ist die lange, fugenlose Außenwand auf einem Betonfundament (Bild 2.1).



Bild 2.1 Lange, fugenlose gemauerte Wand mit zwei Vertikalrissen (Pfeile)

2.1.1 Bauteilverkürzung infolge Schwindens des Mauerwerks

Mauerwerk ändert ähnlich wie Beton sein Volumen bei Änderung des Feuchtegehalts. Die Volumenänderung bezeichnet man als Schwinden bei Verringerung des Feuchtegehalts und als Quellen bei Aufnahme von Feuchtigkeit. Bei Behinderung der Bauteilverkürzung (Schwinden) entstehen Zugspannungen und ggf. Risse. Je nach dem Feuchtegehalt von Mauerwerk ist das Endschwindmaß unterschiedlich groß. Am kleinsten ist es bei Mauerwerk aus gebrannten Steinen, bei dem nur im Fugenmörtel Feuchtigkeit enthalten ist. Jedes Mauerwerk, in dem bindemittelgebundene Steine (Beton, Leichtbeton) verwendet werden, enthält unmittelbar nach der Herstellung relativ viel Feuchtigkeit. Es hat deshalb ein hohes Endschwindmaß. Feuchtigkeit kann aber auch durch nicht sachgemäße Verarbeitung in die Steine gelangen. So sind z. B. auf der Baustelle die Wandoberseiten zu jedem Schichtende durch eine wasserdichte Abdeckung vor Niederschlägen zu schützen, sonst nimmt das Mauerwerk Feuchtigkeit auf. Entweicht die Feuchtigkeit nach Rohbaufertigstellung wieder, bedeutet das eine nicht vorhersehbare Schwindverkürzung, ggf. mit Rissbildung.



Bild 2.2 Mauerwerksabdeckung zum Schutz vor Niederschlägen im Bauzustand

Das Schwinden ist ein zeitlich begrenzter Prozess, der je nach den örtlichen Bedingungen bei Mauerwerk nach 3 bis 5 Jahren praktisch abgeklungen ist, obwohl es auch danach noch sehr kleine Schwindverformungen gibt, die aber keine praktische Bedeutung mehr besitzen. Deshalb wird empfohlen, bei Rissen in jüngeren Bauwerken so lange mit der Verlegung von Spiralankern zu warten, bis die Schwindverformungen praktisch abgeklungen sind. Bei älteren Bauwerken (über 5 Jahre) muss man nicht mehr mit Schwindverformungen rechnen. Man kann die Spiralanker sofort erfolgreich einsetzen.

In diesem Fall genügt es, die Spiralanker nur für den Rissbreitenanteil aus temperaturbedingten Längenänderungen zu bemessen, weil er sich während der gesamten Lebensdauer des Bauwerks zwischen zwei Extremwerten bewegt. Wenn Spiralanker vor dem Abklingen des Schwindvorgangs verlegt werden, wird sich der Riss um den noch ausstehenden Schwindanteil wieder öffnen. Dieser Rissbreitenanteil bleibt dann konstant, d. h. der Riss schließt sich nicht mehr ganz. Deshalb wird empfohlen, mit der Instandsetzung

so lange zu warten, bis das Endschwindmaß erreicht ist. Bei älteren Bauwerken ist diese Forderung immer erfüllt.

2.1.2 Bauteilverformungen infolge von Setzungsdifferenzen

Risse aus Setzungsdifferenzen entstehen durch Setzung von Teilen der Gründung und somit infolge von veränderten Auflagerbedingungen gemeinsam mit der Wirkung der Gebäudelast. Verformungen infolge von Setzungen sind zeitabhängig. Sie streben einem Endwert zu, der je nach Baugrundbedingungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten erreicht werden kann. Man denke an den Schiefen Turm von Pisa, bei dem die unterschiedlichen Setzungen über Jahrhunderte anhielten. Setzungen wachsen langsam bis zu einem Endwert an. Solange dieser nicht erreicht ist, bewegen sich die Risse weiter und können nicht dauerhaft mit Spiralankern elastisch fixiert werden. Erst wenn die Setzungen abgeklungen sind, kann man solche Risse verklammern und füllen.

2.1.3 Temperaturbedingte Bauteilverformungen und ihre Behinderungen

Die Luft- und damit auch die Bauteiltemperaturen ändern sich ständig innerhalb eines bestimmten Temperaturbereichs. Die jährlichen Schwankungen der Tagesmitteltemperatur in Leipzig zeigt Bild 2.3 für die Jahre 2011 und 2012. Die mittleren Bauteiltemperaturen verlaufen ähnlich, aber in abgeschwächter Größe. Ähnlich verlaufen auch die Längenänderungen in der Außenwand eines Hauses. Im Sommer vergrößern sich die Abmessungen, im Winter verkleinern sie sich. Werden diese Längenänderungen behindert, entstehen im Sommer Druck- und im Winter Zugspannungen.

Deshalb ist der Winter die Jahreszeit, in der die Spiralanker am höchsten beansprucht werden. Unter der Voraussetzung, dass alle anderen Zwangverformungen zum Zeitpunkt der Instandsetzung bereits abgeklungen sind, beschränkt sich die Bemessung der Spiralanker auf diese Zwangbeanspruchungen aus behinderten Temperaturverformungen.

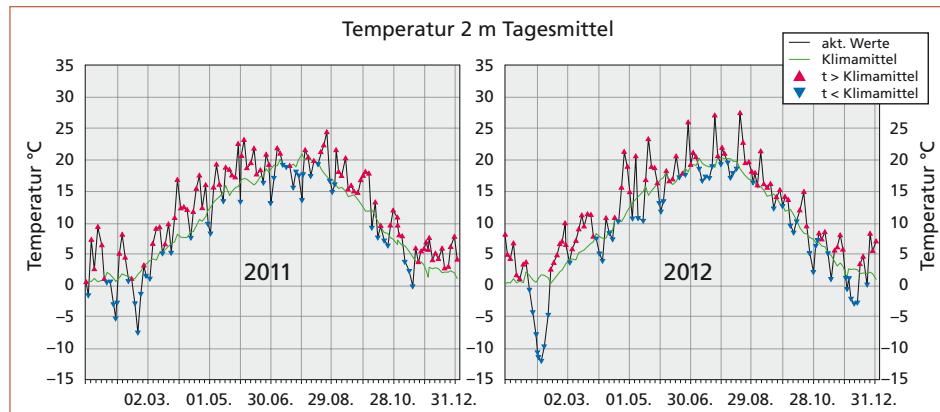


Bild 2.3 Tagesmittel der Lufttemperaturen in Leipzig in den Jahren 2011 und 2012

(Quelle: Meteorologisches Institut der Universität Leipzig)

Bild 2.3 zeigt die Temperaturschwankungen innerhalb von zwei Jahren in Leipzig. In diesen zwei Jahren betrug das Temperaturminimum -13°C . Betrachtet man die Tagesmitteltemperaturen über einen längeren Zeitraum, dann findet man in durchschnittlichen Lagen in Deutschland Extremwerte bis zu -20°C im Jahr 1987 (Tabelle 2.1). Je tiefer die Bauteiltemperatur nach der Instandsetzung sinkt, umso größer ist die Zugbeanspruchung im Spiralanker. Deshalb ist der Bemessung der Spiralanker die tiefste zu erwartende Bauteiltemperatur zugrunde zu legen. Tagesmitteltemperaturen bis -20°C sind selten. Häufiger findet man Tiefstwerte bis etwa -15°C .

Niedrigste Tagesmittel	
Datum	Temperatur in $^{\circ}\text{C}$
13.01.1987	-19,5
14.01.1987	-19,1
11.01.1987	-16,8
06.01.2009	-16,3
01.01.1997	-15,4
06.02.1966	-14,5
19.12.2009	-14,5
02.01.1997	-14,3
09.01.2003	-14,2
01.01.1979	-14,2

Tabelle 2.1 Niedrigste Tagesmittel in Leipzig
(Quelle: Meteorologisches Institut der Universität Leipzig)

Als Tiefstwert wird für die Bemessung von Spiralankern eine mittlere Tagestemperatur von -20°C vorgeschlagen. Werden Spiralanker im Ausland oder im Gebirge angewandt, dann können tiefere Tagesmitteltemperaturen für die Bemessung maßgebend sein. Dadurch entstehen höhere Zugbeanspruchungen in den Spiralankern, die eine größere Verankerungslänge benötigen. Deshalb kann es notwendig sein, längere Spiralanker (z.B. 1,20 m oder 1,30 m Länge) zu verwenden. Je nach der Verbundfestigkeit des verwendeten Mörtels kann bei sehr tiefen Temperaturen im ungünstigsten Fall die Streckgrenze des Stahls erreicht werden.

Die unbehinderte mittlere Längenänderung einer Wand infolge einer Änderung der mittleren Wandtemperatur errechnet sich für einen stationären Temperaturzustand zu:

$$\Delta L = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot L \quad (2.1)$$

Mit: ΔL Änderung der Wandlänge

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient des Mauerwerks nach Bild 3.8

ΔT Differenz zwischen den Temperaturen zum Instandsetzungs- und zum betrachteten Zeitpunkt

L Länge der Wand

Wird die Längenänderung auf die Länge der Wand bezogen, erhält man die dimensionslose Dehnung $\varepsilon = \Delta L/L$. Das gestattet Vergleiche und Verallgemeinerungen unabhängig von den Bauteilabmessungen. Eine Bauteildehnung wird fast nie völlig behindert. Die Behinderung, z.B. durch eine in die betrachtete Wand einbindende Decke, ist nie starr, weil sich sowohl die Wand als auch die Decke verformen. Dadurch wird die Behinderung etwas abgemindert. Um dieser Tatsache Rechnung zu tragen, wird der Behinderungsgrad δ eingeführt:

$$\varepsilon^E = \delta \cdot \Delta L/L \quad (2.2)$$

Mit: $\delta = \frac{\varepsilon_{\text{real}}^E}{\varepsilon_{\text{tot}}^E}$ Behinderungsgrad = reale Dehnung / Dehnung ohne Behinderung
 $0 \leq \delta \leq 1$:

$\delta = 1$ bei völliger Behinderung

$\delta = 0$ bei unbehinderter Verformung, vgl. auch Abschnitt 2.2

$\epsilon_{\text{real}}^{\text{E}}$ bei unbeschränkter Verformung, vgl. auch Abschnitt 2
tatsächliche Dehnung unter Berücksichtigung des Behinderungsgrades

$\varepsilon_{\text{tot}}^{\text{E}}$ rechnerische Dehnung ohne Behinderung

Der Behinderungsgrad muss für die konkreten Bedingungen von Fall zu Fall abgeschätzt werden. Der Wärmeausdehnungskoeffizient α_T ist für die verschiedenen Mauerwerkarten aus Bild 2.4 zu entnehmen.

Für die Bemessung der Spiralanker sind nicht die absoluten Bauteiltemperaturen, sondern Temperaturdifferenzen gegenüber einem Ausgangszeitpunkt von Interesse – er soll als **Instandsetzungszeitpunkt** bezeichnet werden. Ab dem Instandsetzungszeitpunkt ist durch die Spiralankerverbindung ein neues statisches System mit einer aktuellen Bauteiltemperatur entstanden, auf das sich die Erwärmung oder Abkühlung bezieht.

Bild 2.4 Wärmeausdehnungskoeffizienten α_T für Mauerwerk nach DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-1-1/NA

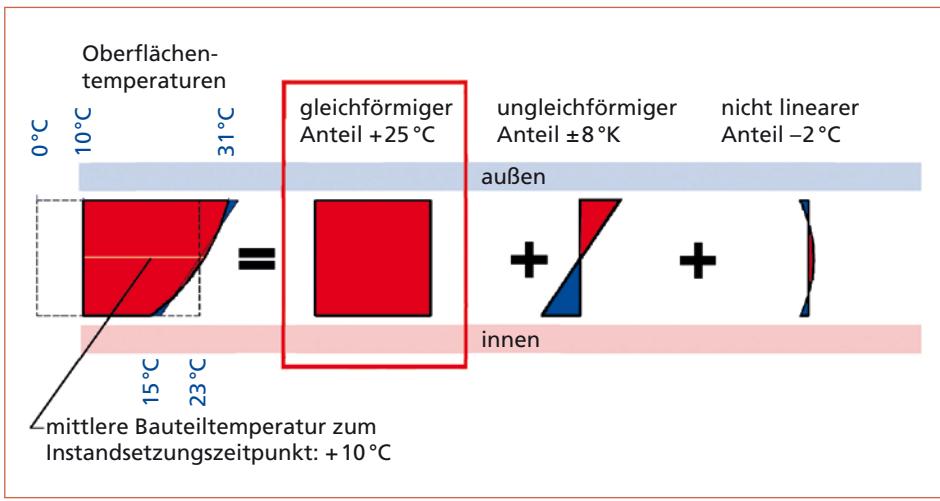


Bild 2.5 Aufteilung der (stationären) Temperaturverteilung im Wandquerschnitt in drei Anteile

Maßgebend sind nicht die Luft-, sondern die **mittleren Bauteiltemperaturen**. Sie verändern sich im Laufe eines Tages, eines Monats oder eines Jahres. Einen stationären (unveränderlichen) Temperaturzustand, der uns eine Berechnung sehr erleichtern würde, gibt es bei Hochbauten leider nicht.

Um trotzdem mit wenig Rechenaufwand zu einem Ergebnis zu kommen, wird ein stationärer Zustand für extreme Bauteiltemperaturen angenommen. Das ist nur eine Näherung, die umso besser zutrifft, je länger die Lufttemperaturen auf das Bauteil (z.B. Außenwand) einwirken. Deshalb sollen der Berechnung die größten, länger wirkenden **Tagesmitteltemperaturunterschiede** des Bauteils als quasi-stationärer Temperaturzustand zugrunde gelegt werden.

Im stationären Temperaturzustand unterteilen wir den realen Temperaturverlauf über den Querschnitt hinweg in drei Anteile, die rechnerisch unterschiedlich behandelt werden. Bild 2.5 zeigt ganz links das Temperaturgefälle einer Wand in allgemeiner Form. Die Oberflächentemperaturen betragen im betrachteten Zustand 31 °C außen und 15 °C innen. Beim Instandsetzungszeitpunkt betrug die mittlere Temperatur 10 °C (linker Diagrammteil). Dieses wird in die folgenden drei Anteile geteilt:

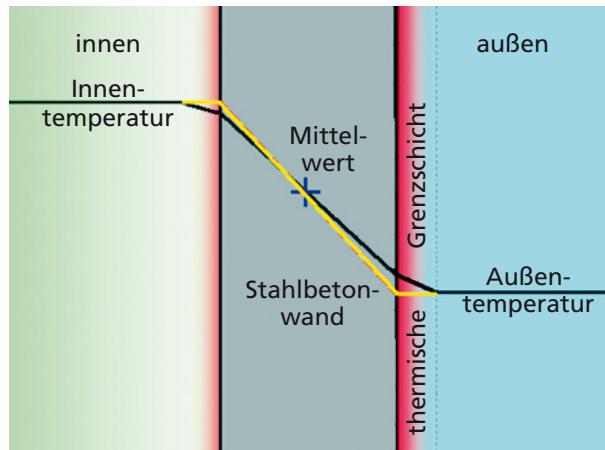
- die **gleichförmige Temperaturänderung** verursacht Längenänderungen des Bauteils. Bei einer Abkühlung sind es Verkürzungen, bei Erwärmung Verlängerungen der Wand. Im Beispiel Bild 2.5 beträgt die gleichförmige Temperaturänderung +25 K.
- die **ungleichförmige Temperaturänderung** entsteht durch die Temperaturunterschiede an den Bauteilloberflächen und verursacht Verkrümmungen des Bauteils. Die warme Seite ist konvex. Im Beispiel beträgt die Temperaturdifferenz zwischen Außen- und Innenseite ±8 K.
- die **nicht linearen Temperaturverformungen** entstehen durch schnellere Temperaturänderungen an der Oberfläche gegenüber dem Kern, z.B. bei schneller Abkühlung bzw. Aufheizung einer Fläche. Sie bewirken eine Verwölbung des Wandquer-

schnitts mit in der Summe gleich großen resultierenden Zug- und Druckspannungen. Im Beispiel betragen die Werte an beiden Wandoberflächen –2 K.

Zur Verformungsberechnung der ersten beiden Anteile stehen in der Festigkeitslehre elementare Mittel zur Verfügung.

Die Berechnung behinderter Verformungen an gemauerten Wänden ist nur mit vereinfachenden Annahmen möglich. Eine besonders große Rechengenauigkeit ist deshalb kaum zu erreichen. So werden stationäre Temperaturzustände in einer Außenwand angenommen. In Bild 2.6 ist das Diagramm für das Temperaturgefälle in einer Außenwand dargestellt. Der Temperaturverlauf in der thermischen Grenzschicht an beiden Wandoberflächen wird vernachlässigt, sodass als Temperaturkurve die gelbe Linie entsteht.

Bild 2.6 Temperaturgefälle in einer Außenwand, vereinfachende Annahme



Für die Bemessung der Spiralanker sind Vereinfachungen notwendig. Deshalb genügt es, verallgemeinernde Bemessungslastfälle zu verwenden. Vergleichbar ist das Vorgehen mit Lastannahmen z.B. für die Verkehrslast auf Gebäudedecken, die als pauschalisierte Flächenlast in einer Norm angegeben sind. Maßgebend für die Bemessung der Spiralanker sind die Zwangskräfte, bei denen Zugkräfte entstehen. Das ist bei behinderten Bauteilverkürzungen der Fall, also im Winter. Das ist die Zeit, bei der Risse vorzugsweise entstehen und in der sich bestehende Risse öffnen, weil sich die Bauteile zu beiden Seiten des Risses verkürzen.

Ausgangspunkt zur Bestimmung der rechnerischen Temperaturdifferenz ist die Bauteiltemperatur, bei der die Spiralanker verlegt werden. Sie wird als **Instandsetzungs-temperatur** bezeichnet. Die weiteren Untersuchungen beziehen sich beispielhaft auf zwei Instandsetzungstemperaturen (mittlere Bauteiltemperaturen):

Instandsetzung im Frühjahr oder Herbst: $T_{Inst} = +10^\circ\text{C}$,

Instandsetzung im Sommer: $T_{Inst} = +20^\circ\text{C}$.

Die Instandsetzung im Frühjahr oder Herbst ist der Instandsetzung im Sommer vorzuziehen, weil bei ihr die Maximaldehnung der Verbindung kleiner ist als bei Instandsetzung im Sommer. Je höher die Instandsetzungstemperatur ist, umso größer ist die Temperaturdifferenz zum Minimum in einem strengen Winter und umso höher sind die Zugkräfte in den Spiralankern.

Spiralanker werden für Zugbeanspruchungen bemessen, die bei behinderten Bauteilverkürzungen entstehen. Deshalb interessieren nur solche Bauteiltemperaturen, die kleiner als die Instandsetzungstemperatur sind. Bei höheren Temperaturen entstehen Druckspannungen, die für Spiralanker ohne Bedeutung sind. Als untere Grenze der Bauteiltemperatur an der Oberfläche wird in Anlehnung an die Extrema der Lufttemperatur ein Wert von -20°C benutzt (Tabelle 2.1). Die höchsten Temperaturen sind für die Rissbildung oder die Zugbeanspruchung der Spiralanker ohne Bedeutung.

2.2 Vorschlag für drei standardisierte Lastfälle

Für die Berechnung werden folgende extreme Temperaturzustände angenommen (Bild 2.7):

- Lastfall 1 ($+20/-20^{\circ}\text{C}$) Beheizter Innenraum ($+20^{\circ}\text{C}$), Außentemperatur -20°C .
- Lastfall 2 (0/ -20°C) Nicht beheizter Innenraum (0°C), Außentemperatur -20°C .
- Lastfall 3 ($-20/-20^{\circ}\text{C}$) Gemauerte Wand im Freien: -20°C ohne Temperaturgefälle.

Die Oberflächentemperaturen werden vereinfachend den Lufttemperaturen gleichgesetzt. Sie müssen für die drei Lastfälle in Verformungen umgerechnet werden. Dazu werden die Wärmedehnzahlen α_T nach Bild 2.4 benutzt. Die Dehnungen berechnen sich folgendermaßen:

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad \text{bzw.} \quad \Delta L = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot L \quad (2.3)$$

Danach ist der Behinderungsgrad $1,0 \geq \delta \geq 0$ abzuschätzen. Die ermittelten Dehnungen sind mit dem Behinderungsgrad δ abzumindern. Man erhält die für die Bemessung maßgebenden Temperaturdehnungen.

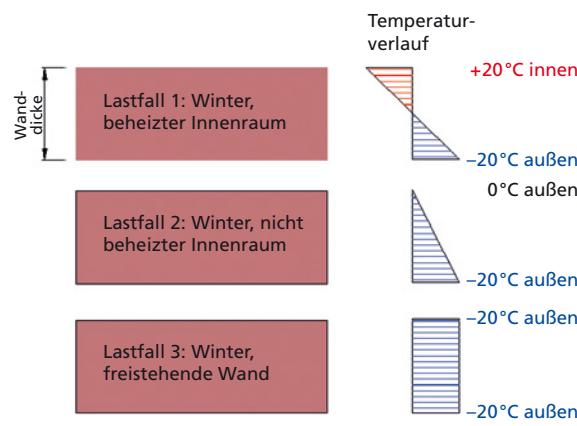


Bild 2.7 Drei Standard-Lastfälle für die Spiralankerbemessung bei Beanspruchung durch einen Temperaturgradienten über die Wanddicke

2.3 Wie bestimmt man den Behinderungsgrad?

Temperaturbedingte Wandverformungen können sowohl Dehnungen bzw. Stauchungen als auch Verkrümmungen sein. Nur bei behinderten Dehnungen und Krümmungen entstehen Zugspannungen, für deren Übertragung über den Riss hinweg die Spiralanker notwendig sind. Zugspannungen und damit auch Risse entstehen:

- bei Behinderung von Bauteilverkürzungen durch Abkühlung (Trennrisse),
- bei behinderten Bauteilkrümmungen (Biegerisse auf der kalten Seite).

Behinderungen einer Verformung entstehen z.B. durch angrenzende Bauteile. Da sie sich bei der Behinderung selbst etwas verformen, ist die Behinderung nicht starr (100 %), sondern je nach den Steifigkeitsverhältnissen elastisch. Der Behinderungsgrad δ ist bei starrer Behinderung $\delta = 1,0$ und bei keiner Behinderung $\delta = 0$. Verformungsbehinderungen verursachen nur in statisch unbestimmten Tragwerken Kräfte. Je nach den Steifigkeitsverhältnissen stellt sich somit ein bestimmter Behinderungsgrad ein.

Der Behinderungsgrad kann nicht pauschal angegeben werden, weil er von der Steifigkeit der benachbarten Bauteile abhängt. Er muss deshalb für die konkreten Bedingungen von Fall zu Fall abgeschätzt werden. Einem erfahrenen Ingenieur wird das nicht schwer fallen. Ist man bei der Abschätzung unsicher, nimmt man – auf der sicheren Seite liegend – eine völlige Behinderung an ($\delta = 1$).

Man kann davon ausgehen, dass der Behinderungsgrad zwischen $\delta = 0,5$ und $\delta = 0,9$ liegt. Allerdings kann der Behinderungsgrad an einem Bauteil unterschiedliche Werte annehmen. Ein Beispiel ist die gemauerte Wand auf einem Betonfundament unter der Erdoberfläche (Bild 2.9). Im Winter kühlt sich die frei stehende Wand gegenüber dem eingeardeten Fundament ab. Die Wand will sich verkürzen, kann das aber an der Aufstandsfläche auf dem Fundament nicht. Es entsteht eine horizontale Zugkraft in der Wand. Das Fundament erhält Druckspannungen und verkürzt sich dadurch geringfügig. So wird der Behinderungsgrad an der Kontaktfläche Fundament/Wand nahe bei 1,0 liegen. Je weiter man in vertikaler Richtung von der Kontaktfläche nach oben geht, umso geringer ist die Auswirkung der Behinderung am Wandfuß. Ist die Wand hoch genug, wird die Wandverkürzung im oberen Bereich nicht mehr behindert. In Bild 2.8 ist das zahlenmäßig aufbereitet. Bei der Wand mit gleicher Höhe und Länge (unten) gibt es über einer Höhe von 45 % der Wandhöhe keine Behinderung mehr. Bei der langen Wand (Länge = 4-fache Wandhöhe) (oben) beträgt die Behinderung an der Wandkrone fast 30 %. Man sieht im Bild 2.8, dass der Behinderungsgrad in einer frei stehenden Wand sich in Abhängigkeit von der Höhenordinate ändert. Für eine frei stehende Wand gibt es nur einen mittleren Behinderungsgrad dort, wo die Spiralanker verlegt werden.

Ein praktischer Fall ist in Bild 2.9 zu sehen. Eine Klinkerwand an der Grundstücksgrenze verläuft in Ost-West-Richtung und ist den Wettereinflüssen ohne Schutz ausgesetzt. Der längste zusammenhängende Wandabschnitt hat eine Länge von etwa der achtfachen Wandhöhe. Unter diesen Bedingungen beträgt die Behinderung an der Wandkrone 95 % der unbehinderten Dehnung. Das bedeutet, dass in einem strengen Winter in der Wand horizontale Zugspannungen wirken, die den in Bild 2.9 gezeigten Riss bis zur Wandkrone verursacht haben. Wird dieser Riss mit Spiralankern verklammert, dann öffnet er sich im Winter wieder mit geringer Rissbreite und spannt die Spiralanker. Sie stehen unter Zug und sind bestrebt, die Rissufer zusammenzuziehen. In diesem Fall wird man den Behinderungsgrad zu $\delta = 1,0$ wählen.

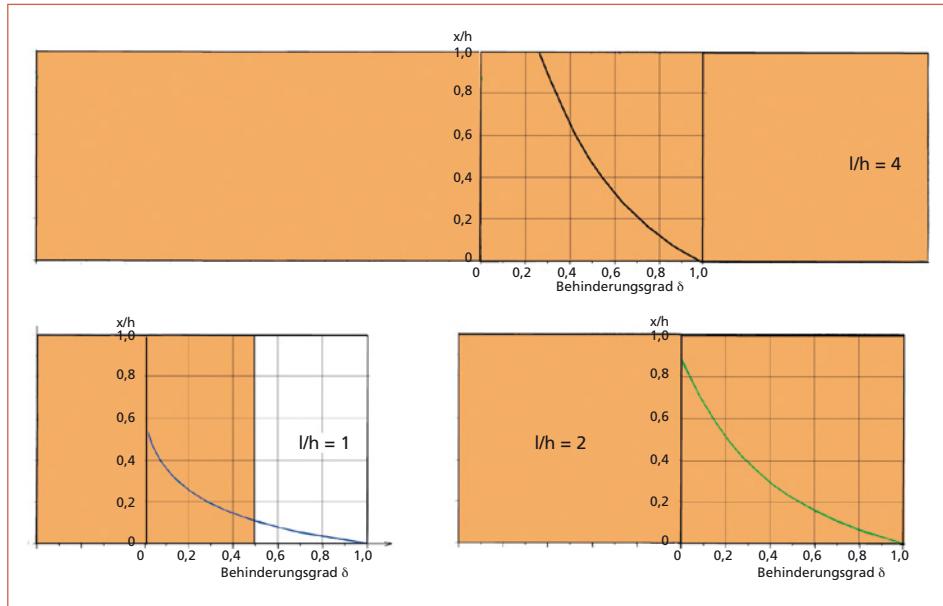


Bild 2.8 Der Behinderungsgrad in der Wandmitte hängt vom Verhältnis Wandlänge zu Wandhöhe ab



Bild 2.9 Senkrechter Riss in einer Wand aus Klinkermauerwerk, links: die Wand, rechts: der Vertikalriss

Bild 2.10 Abplatzungen an Klinkermauerwerk durch zu große Druckkräfte bei starker Erwärmung der Wand

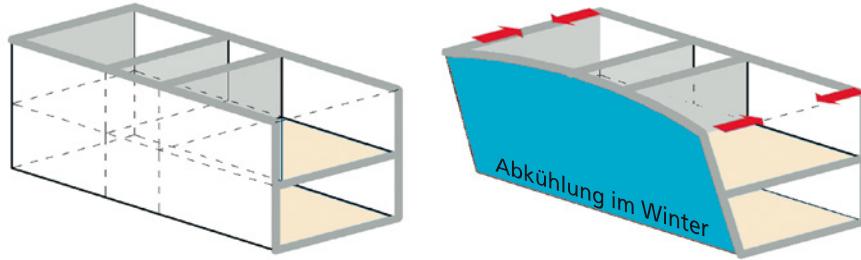


Bild 2.11 Zwang durch eine behinderte Krümmung einer Gebäudeaußenwand

Zwangskräfte können wie bereits gesagt infolge Dehnung oder auch infolge Stauchung entstehen. Dass Zwang auch im Sommer als Folge von behinderten Druckkräften auftreten kann, zeigt Bild 2.10. Eine relativ große Verlängerung des Mauersockels wurde am Pfeiler behindert und hat zu örtlichem Druckversagen des Mauerwerks geführt.

Der geschilderte Fall, dass im Freien stehende Wände im Winter so große Temperaturunterschiede gegenüber dem Fundament haben, dass vertikale Risse entstehen, tritt bei Gebäuden nicht so häufig auf. Dort herrschen andere Bedingungen, die Risse verursachen, bzw. instandgesetzte Risse wieder öffnen.

Im Bild 2.11 ist ein Gebäude schematisch dargestellt. Es besitzt innen aussteifende Querwände und Decken. Wird die Fassade an strengen Wintertagen abgekühlt, dann muss sich die Außenfläche der Wand zusammenziehen und verwölben. Beide Verformungen werden durch die Verbindung mit Wänden und Decken behindert. Aus der Verwölbung entstehen Zugkräfte in den Giebelwänden, die das Mauerwerk im Normalfall nicht aufnehmen kann. Deshalb gehört es zu den anerkannten Regeln der Technik, dass Ringanker in Deckenhöhe ausgebildet werden, oder dass innenliegende Zuganker in den Decken verlegt werden, die die gegenüber liegenden Wände miteinander verbinden. Massivdecken können durch Zulage von Bewehrungsstäben an den Plattenrändern diese Aufgabe übernehmen.



Bild 2.12 Ankerplatten von Mauerankern an einer Kirche (links), abgerissener Giebel durch fehlende Maueranker (rechts)

Bild 2.12 zeigt links große Ankerplatten an einer Kirche, deren Ankerstangen in beiden Richtungen des Grundrisses verlaufen. Der rechte Teil des Bildes zeigt die Folgen von fehlenden innenliegenden Zugankern: Die Giebelwand ist ausgebeult und von der Längswand abgerissen. Solche Schäden sind nur schwer zu reparieren, weil die Verformungen nicht mehr rückgängig gemacht werden können.

Gelegentliche Angebote, vor allem von ausländischen Anbietern, Spiralanker als Zuganker auszubilden, sind weder technisch realisierbar noch bauaufsichtlich zulässig. Welche Anforderungen an innenliegende Zuganker gestellt werden und für welche Kräfte sie zu bemessen sind, ist in DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA geregelt. Die dort erhobenen Forderungen sind mit Spiralankern nicht erfüllbar.

Bild 2.11 zeigt, dass die Verformungsbehinderung der dargestellten Krümmung nicht allgemeingültig angebbar ist. Der Behinderungsgrad hängt von der Anzahl der Wände und Decken und von ihrer Steifigkeit ab. Eine Massivdecke ist z.B. bedeutend steifer als eine Holzbalkendecke mit vergleichbaren Abmessungen. Ähnlich ist das bei den aussteifenden Querwänden, deren Zahl sich von Haus zu Haus unterscheidet. Je nach Baumaterial und Abmessungen können sich die Steifigkeiten sehr unterscheiden, was Auswirkungen auf den Behinderungsgrad hat. Leider gibt es keine einfache und allgemeingültige Methode, um den Behinderungsgrad zu bestimmen. Deshalb sollte er in Kenntnis der Verformungseigenschaften der aneinander grenzenden Bauteile sorgfältig abgeschätzt werden.

3 Materialkennwerte

3.1 Allgemeines

Das Berechnungsmodell erfordert die Kenntnis von vier Materialkennwerten

- Elastizitätsmodul der Spiralanker E_{Sp} ,
- Elastizitätsmodul des Mauerwerks für Zugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen E_{MW} ,
- mittlere Verbundfestigkeit zwischen Ankermörtel und Spiralankern f_{bm} , gemäß dem verwendeten Verbundgesetz,
- Zugbruchdehnung des Mauerwerks bei Zug in Richtung der Lagerfugen.

Die Besonderheit der Spiralankerverbindung besteht darin, dass das Mauerwerk bereits vor ihrer Verlegung vorhanden ist, und dass seine Eigenschaften nachträglich nicht beeinflussbar sind. Der Elastizitätsmodul des Mauerwerks für Zugbeanspruchung und die Zugbruchdehnung des Mauerwerks sind deshalb Kennwerte, die nur durch Probenentnahme vor Ort oder durch Schätzung bestimmt werden können. Leider sind horizontale Zugbeanspruchungen im Mauerwerk keine Beanspruchungen, die in den üblichen Standsicherheitsnachweisen eine Rolle spielen. Dementsprechend karg ist die Datenlage in der Literatur und im Normenwerk. Es gibt auch keine genormten Prüfverfahren für Mauerwerk unter Zug parallel zu den Lagerfugen. Deshalb muss man diese Kennwerte aus den wenigen verfügbaren Literaturangaben entnehmen. Letztlich kommt es auf Erfahrungen des planenden Ingenieurs an, weil die Zahlen aus einem Von-Bis-Bereich abzuschätzen sind. Die Kennwerte der Spiralanker sind recht genau bekannt. Die Verbundfestigkeit kann im Labor bestimmt werden. Damit sind die wichtigsten Kennwerte mehr oder weniger genau bestimmbare.

Die Mauerwerkskennwerte, die im Regelfall abzuschätzen sind, spielen bei Rissabständen unter 5 m eine untergeordnete Rolle, sodass qualifizierte Schätzwerte vertretbar sind. Bei größeren Dehnlängen L des Mauerwerks spielt die Mauerwerksdehnung eine zunehmend größere Rolle. Das erfordert genauere Werte für den Elastizitätsmodul des Mauerwerks.

3.2 Technische Daten für die Spiralanker

Auf dem europäischen Markt werden verschiedene Arten von Spiralankern angeboten:

- Produkte unter der Bezeichnung Brutt Saver von einer Produktionsfirma in Ungarn,
- Britische Produkte, z. B. von Target Fixings,
- Produkte unter der Bezeichnung Thor Helical aus Großbritannien,
- Produkte anderer Firmen, die einem der genannten Produkte ähneln.

Alle angebotenen Spiralanker haben ihren Ursprung in Großbritannien und werden durch Lizenzvergaben oder von Tochterfirmen unter verschiedenen Bezeichnungen angeboten. Die Fa. Thor Helical erhebt den Anspruch, dass ihre Produkte sich durch eine Geometrie mit vergleichsweise geringen Toleranzen und besonders hohen Festigkeiten von anderen Anbietern abheben. Ob sich diese Eigenschaften in der Spiralankerverbindung vorteilhaft umsetzen lassen, ist bisher nicht untersucht worden. Von Thor Helical sind keine Untersuchungen über den Verbund mit dem Ankermörtel bekanntgegeben worden. Ebenso fehlen Festigkeitsangaben, die für ein modernes Sicherheitskonzept verwendet werden können. Bemühungen der Autoren, solche Kennwerte für dieses Buch zu bekommen, waren ohne Erfolg. Deshalb werden Produkte von Thor Helical in diesem Buch nicht behandelt.

Die Spiralanker bestehen aus nicht rostendem Stahl (Werkstoffnummer 1.4301 oder 1.4401), früher als Edelstahl V2A oder V4A bezeichnet. Sie werden in einem Walzprozess vorgeformt, dann verdrillt und dabei verfestigt. Die Streckgrenze liegt höher als bei üblichem Bewehrungsstahl im Stahlbetonbau, der Elastizitätsmodul deutlich niedriger.

Bei den Firmen, die Spiralanker von Brutt Saver verwenden, wird nach sog. Nenndurchmessern d_N unterschieden (Bild 1.1). Sie entsprechen der größten Querschnittsabmessung.



Bild 3.1 Querschnittsformen der Spiralanker der Fa. Brutt Saver

Die Querschnittsform ist zwar für den Verbund von Bedeutung, sie ist aber nur eine von mehreren wichtigen Eigenschaften der Spiralanker. Die technischen Daten der Spiralanker von Brutt Saver sind in Tabelle 3.1 enthalten.

Trotz des aufgefächerten Angebotes wird der Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ als Vorempfohlene empfohlen. Er passt noch gut in die 10 bzw. 12 mm hohe Lagerfuge, sodass eine völlige Einbettung in den Spiralankermörtel möglich ist. Das ist Voraussetzung für einen einwandfreien Verbund zwischen Spiralanker und Mörtel einerseits und zwischen Mörtel und Mauerwerk andererseits. Außerdem ist die Wirkung der Spiralanker nur wenig vom Nenndurchmesser abhängig (vgl. 6.3.1). Deshalb kann man ohne Nachteile auf eine Differenzierung der Querschnitte verzichten.

Tabelle 3.1 Technische Daten der Spiralanker der Fa. Brutt Saver (Werksangaben)

Geometrische Angaben			
Produkt	Nenndurchmesser d_N	Ganghöhe der Spirale	Masse [kg/m]
Spiralanker, Längen 1 m bzw. beliebig bis 10 m	8	30	0,079
	10	50	0,111

Tabelle 3.2 Mechanische Kennwerte der Spiralanker der Fa. Brutt Saver (Werksangaben)

Mechanische Kennwerte für den nicht rostenden Stahl						
Nenn-durch-messer [mm]	Fläche [mm ²]	charakteris-tischer Wert der Streck-grenze [N/mm ²]	charakteris-tischer Wert der Zugfestigkei t [N/mm ²]	Mittel-wert der Bruch-dehnung [%]	charakte-ristischer Wert der Bruchlast [kN]	E-Modul [N/mm ²]
8	10	600 ¹⁾	934	4,2	9,3	150 000 ¹⁾
10	13	500 ¹⁾	850	3,4	11,0	150 000 ¹⁾

¹⁾ Zahlenwerte gerundet

Tabelle 3.3 Werksangaben zu einigen Materialeigenschaften der Spiralanker der Fa. Brutt Saver

Materialeigenschaften		
Nicht rostender Stahl, kalt verfestigt nach DIN EN 10 088-3 (2005)		
Werkstoffnummer	1.4301 (vormals V2A)	1.4401 (vormals V4A)
Korrosionsbeständigkeit im Mauerwerk	gut sehr gut	sehr gut sehr gut
Wärmeausdehnungskoeffizient	$16 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$	$16 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$

Eine wichtige Größe für das Verformungsverhalten ist der Elastizitätsmodul des Materials, der mit der gerundeten Zahl von $E_{SP} = 150\,000 \text{ N/mm}^2$ in das Berechnungsmodell übernommen wird.

Werte dieser Größenordnung kann man aus den Messergebnissen der Materialprüf-anstalt für das Bauwesen Braunschweig entnehmen [1]. In Bild 3.2 sind die in Braunschweig gemessenen Spannungs-Dehnungslinien dargestellt (zur besseren Übersicht sind die Nullpunkte für jede Kurve um 1 % verschoben).

Die Kurven weichen nur geringfügig voneinander ab. Deshalb ist ein einheitlicher Rechenwert für den Elastizitätsmodul der Spiralanker von $E_{SP} = 150\,000 \text{ N/mm}^2$ gerechtfertigt. Nach Bild 3.2 ist der Anstieg der Spannungs-Dehnungslinie bis etwa 600 N/mm^2 linear. Die leichte Krümmung oberhalb dieses Wertes ist bis 800 N/mm^2 noch als quasi-linear akzeptabel. Das elastische Verhalten der Spiralanker kann deshalb für Zugspannungen

- von 0 bis ca. 880 N/mm^2 für Nenndurchmesser 8 mm und
- von 0 bis ca. 640 N/mm^2 für Nenndurchmesser 10 mm angesetzt werden.

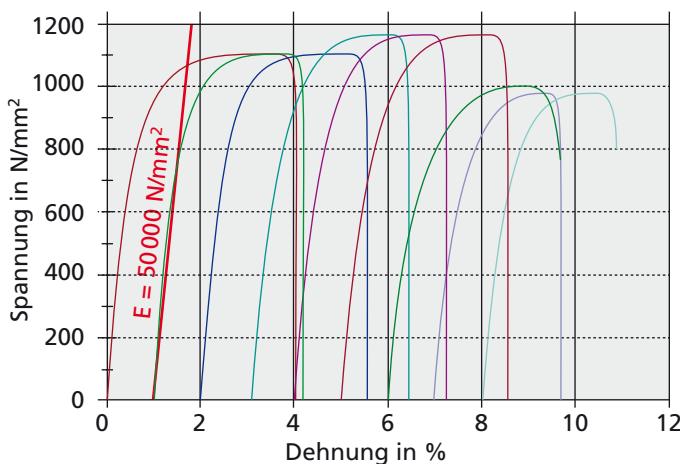


Bild 3.2 Spannungs-Dehnungslinien für Spiralanker (Brutt Saver) [1]

3.3 Technische Daten für das Mauerwerk

3.3.1 Zugfestigkeit und Zug-Elastizitätsmodul

Das Bemessungsverfahren für die Spiralankerverbindung geht davon aus, dass eine Bauteildehnung, z. B. infolge einer Abkühlung mit einer Behinderung der Längenänderung, einen Dehnungsanteil der Spiralanker und einen des Mauerwerks hervorruft. Die Längenänderungen der Spiralanker und des gezogenen Mauerwerks müssen gleich der Bauteildehnung sein. Zur Berechnung der beiden Längenänderungen benötigt man beide Elastizitätsmoduln. Der Elastizitätsmodul für die Spiralanker kann mit verhältnismäßig geringem Aufwand im Labor bestimmt werden. Er ändert sich bei normalen Produktionsbedingungen nur im Rahmen der Streuung und kann daher mit guter Genauigkeit in die Berechnung als konstante Zahl $E_{sp} = 150\,000 \text{ N/mm}^2$ eingeführt werden, wie oben bereits erläutert. Anders ist das beim Mauerwerk. Es ist bereits vor der Verlegung der Spiralanker vorhanden und manchmal Jahrzehnte oder Jahrhunderte alt. Die Normen – falls es z. B. vor 200 Jahren überhaupt eine Norm gab – sind nicht bekannt. Auswirkungen der langen Nutzung sind nicht bekannt, ebenso Schädigungen, z. B. durch Kriegseinwirkungen.

Den Zug-Elastizitätsmodul müsste man wirklichkeitsnah vor Ort am Bauwerk bestimmen. Das ist praktisch sehr aufwändig und kaum möglich, und es gibt dafür kein erprobtes Prüfverfahren. Deshalb ist es gegenwärtig nicht möglich, den Zug-Elastizitätsmodul vor Ort zu ermitteln. Man ist auf eine Schätzung anhand von Anhaltspunkten angewiesen.

Folgender Weg wird empfohlen:

In Tabelle 3.4 sind für 4 Steinarten Formeln für den Zug-Elastizitätsmodul angegeben. Danach ist er proportional zur Mauerwerks-Zugfestigkeit. In der gleichen Tabelle sind Streubereiche für die Zugfestigkeit für diese Steinarten angegeben. Man kann damit die Zugfestigkeiten abschätzen. Es wird empfohlen, die für den Zug-Elastizitätsmodul wichtigen Eigenschaften jeweils einer der drei Klassen »sehr gut«, »gut« und »weniger gut« zuzuordnen. Diese Einstufung soll der für die Planung Verantwortliche selbst vornehmen, ggf. in Begleitung eines Fachmanns für den Mauerwerksbau. Das setzt voraus, dass er das Objekt kennt und das Mauerwerk gründlich inspiert hat.

Damit geht man in Bild 3.7 oder in Tabelle 3.4 und bestimmt den Zug-Elastizitätsmodul. Für die Einschätzung »gut« wird ein Wert aus der Mitte des Bereichs der Zugfestigkeit abgelesen oder berechnet, bei »sehr gut« aus den höheren Festigkeiten des Bereichs, und bei »weniger gut« nimmt man einen Wert für eine unterdurchschnittliche Zugfestigkeit. So kann man die Größe der Zugfestigkeit abschätzen und mithilfe des Diagramms Bild 3.7 auch den Zug-Elastizitätsmodul für Mauerwerk aus Mauerziegeln, Kalksandsteinen, Leichtbetonsteinen und Porenbetonplansteinen.

Diese grobe Verfahrensweise ist bei normalen Mauerwerksfestigkeiten akzeptabel. Lediglich bei niedrigem Elastizitätsmodul wirkt sich eine fehlerhafte Schätzung etwas mehr auf das Ergebnis aus. Bei exponierten, meist denkmalgeschützten Bauwerken kann man im Zuge der Voruntersuchung für eine größere Instandsetzungsmaßnahme auch Kennwerte bestimmen lassen, die für das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bedeutung sind. Zu beachten ist, dass nicht alle Labore und Materialprüfanstalten in der Lage sind, solche Kennwerte an vorhandenem Mauerwerk zu bestimmen. In jedem Fall lohnt sich ein Gespräch zwischen den Fachleuten auf beiden Seiten, bevor ein Auftrag erteilt wird. In diesem Gespräch sind die personellen und versuchstechnischen Möglichkeiten der Materialprüfanstalt abzuschätzen.

3.3.2 Die augenscheinlich feststellbaren Einflüsse auf die Mauerwerkszugfestigkeit

Bei einer Ortsbesichtigung kann man Informationen über die Art und den Zustand des Mauerwerks bekommen. Dazu genügen einfache Hilfsmittel (Fernglas, Leiter, Hammer, Meißel, ggf. Akku-Bohrmaschine) und einige Erfahrungen bei der Beurteilung von Mauerwerk. Besonders ist auf folgende Merkmale zu achten:

Überbindemaß

Das Überbindemaß beeinflusst die Zugfestigkeit maßgeblich. Je besser das Mauerwerk verzahnt ist, umso größer ist unter sonst gleichen Bedingungen die Zugfestigkeit.

Bild 3.3 zeigt die horizontale Zugtragwirkung von Mauerwerk im Schema. Die Stoßfugen tragen nur bei kleinen Zugspannungen durch eine Klebewirkung mit. Nachdem sie versagt haben, müssen die Zugspannungen wellenförmig von Steinschicht zu Steinschicht geleitet werden. Man sieht deutlich, dass dafür das Überbindemaß besonders wichtig ist, weil auf diesem Teilstück der Lagerfuge die anteilige Zugkraft über Scherkräfte von Stein zu Stein geleitet werden muss.

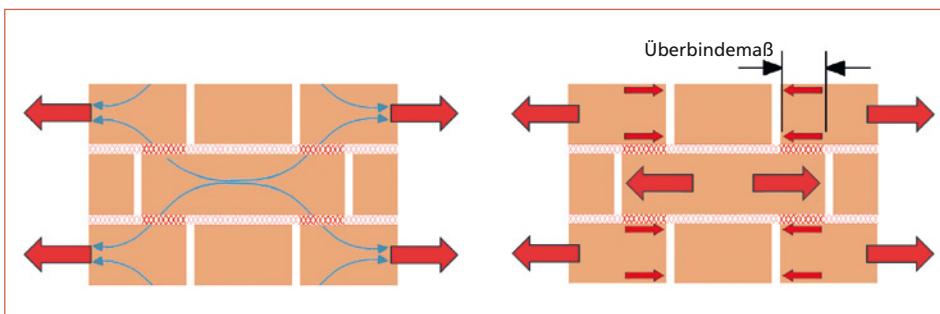


Bild 3.3 Zugspannungsverlauf im Mauerwerk

Das Überbindemaß, im Bild $\frac{1}{4}$ Stein, und die Haftscherfestigkeit zwischen Mauermörtel und Stein bestimmen die Zugfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen. Die Spiralanker leiten horizontale Zugkräfte in das Mauerwerk ein (Bild 3.4).

In Bild 3.4 ist das in der Realität zu sehen. Bei Versagen der Scherflächen des Überbindemaßes entsteht ein abgetreppter Riss, der im regelmäßigen Verband durch aufeinander folgende Stoßfugen verläuft und dadurch den schräg orientierten Verlauf nimmt. Der Zug-Elastizitätsmodul entsteht aus dem gemeinsamen elastischen Verhalten von Mauerwerk und Stein. Bei der Beurteilung des Mauerwerks ist auf die Maßhaltigkeit der Überbindemaße zu achten. Die Mindestmaße nach der heute gültigen Mauerwerksnorm DIN EN 1996-1-1 sind in Bild 3.5 angegeben.

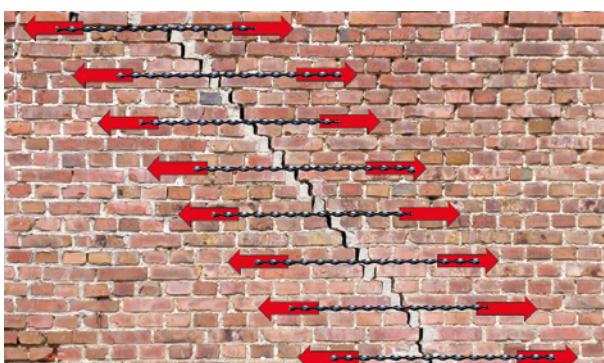
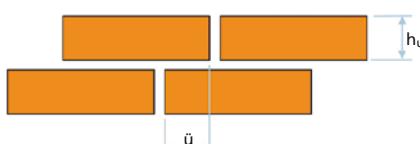


Bild 3.4 Horizontale Zugkräfte in der Wand durch die Wirkung der Spiralanker



Überbindemaß \ddot{u} nach DIN EN 1996-1-1

wenn $h_u \leq 250 \text{ mm}$: $\ddot{u} \geq 0,4 h_u$ oder 40 mm
 wenn $h_u > 250 \text{ mm}$: $\ddot{u} \geq 0,2 h_u$ oder 100 mm
 der größere Wert ist maßgebend

Bild 3.5 Überbindemaß für Mauerwerk

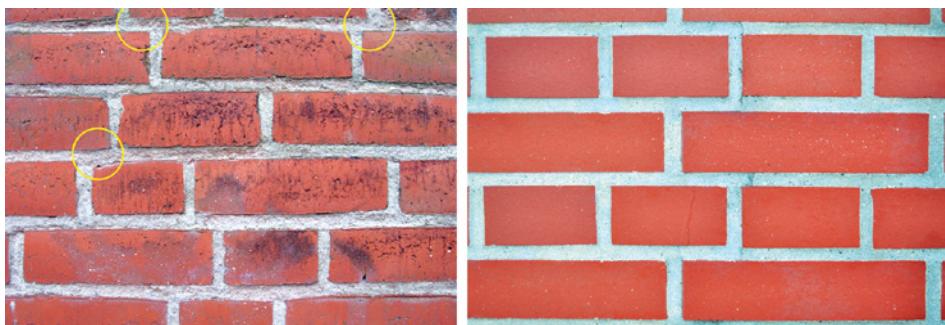


Bild 3.6 Ziegelmauerwerk; links: Vollziegel mit Kalkmörtel (MG I), rechts: Klinker mit Zementmörtel (MG III)

Die Stein- und Mörtelqualität

Die Stein- und Mörtelqualität sowie der Erhaltungszustand der Steine beeinflussen die Zugfestigkeit des Mauerwerks ebenfalls. Die Haftscherfestigkeit zwischen Fugenmörtel und Stein hängt von der Beschaffenheit der beiden Baustoffe ab. Deshalb gibt es für unterschiedliche Stein-Mörtelkombinationen auch unterschiedliche Zugfestigkeiten.

Es ist relativ leicht, bei einer Ortsbesichtigung die verwendete Mörtelgruppe zu bestimmen. Mörtelbeschaffenheit und -farbe lassen erkennen, ob es sich um einen Kalk- oder Zementmörtel handelt. Kalkzementmörtel kann man ebenfalls erkennen. Im Zweifelsfall kann das ein Labor mit einer chemischen Untersuchung qualitativ und quantitativ feststellen. Die beiden Mauerwerksproben in Bild 3.6 lassen erkennen, dass sich das Mauerwerk in beiden Fällen in einem guten Zustand befindet. Links handelt es sich um normales Ziegelmauerwerk mit Kalkmörtel (MG I), rechts um Klinkermauerwerk in Zementmörtel (MG III).

Über die Festigkeit des Mörtels können Kratzproben in den Fugen einen qualitativen Eindruck vermitteln. Das Mauerwerk rechts in Bild 3.6 wird man der oberen Hälfte der Zugfestigkeit zuordnen, also nach Bild 3.7 einer Größenordnung von 0,5 bis 0,8 N/mm² (Mauerziegel). Im linken Foto sind einige Überbindemaße knapp an der Grenze des Zulässigen (Hervorhebung), was in der gewählten Von-bis-Spanne eine Einordnung im unteren Zugfestigkeitsbereich bedeutet. Bei unzureichender Erfahrung des Beurteilenden sollte ein erfahrener Fachmann hinzugezogen werden.

3.3.3 Auswertung der Beobachtungen und Beurteilung

Die Ergebnisse einer gründlichen Beobachtung vor Ort muss man mit den angegebenen Hilfsmitteln bis zum Zahlenwert führen. Die Angaben in Tabelle 3.4 und in Bild 3.7 sind dafür hilfreich.

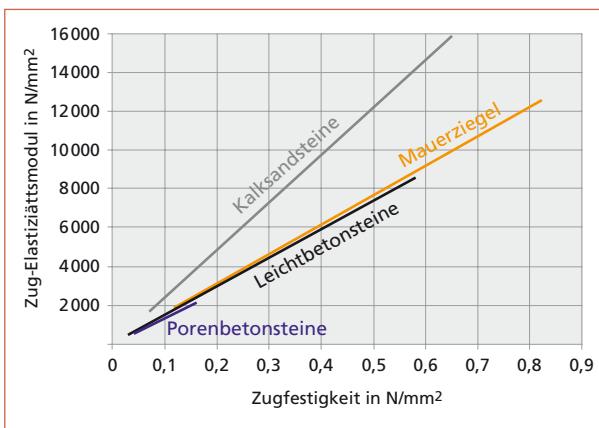


Bild 3.7 Zug-Elastizitätsmodul für Mauerwerk in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit

Tabelle 3.4 Zug-Elastizitätsmodul für Mauerwerk (Normalmörtel mit vermortelten Stoßfugen) und horizontale Zugfestigkeit [6]

Mauerwerk aus	Zug-Elastizitätsmodul E _Z parallel zu den Lagerfugen	horizontale Zugfestigkeit
Mauerziegeln	$15\,300 \cdot \beta_{Z,p}$ (Bestimmtheitsmaß 77 %)	0,12 ... 0,82 N/mm ²
Kalksandsteinen	$24\,500 \cdot \beta_{Z,p}$ (Bestimmtheitsmaß 99 %)	0,07 ... 0,65 N/mm ²
Leichtbetonsteine	$14\,800 \cdot \beta_{Z,p}$ (Bestimmtheitsmaß 99 %)	0,03 ... 0,58 N/mm ²
Porenbeton-Plansteinen	$13\,000 \cdot \beta_{Z,p}$ (sehr unsicher)	0,04 ... 0,16 N/mm ²

Tabelle 3.5 Größte und kleinste Werte des Zug-Elastizitätsmoduls sowie Mittelwerte

Steinart	größter Zug-Elastizitätsmodul [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	kleinster Zug-Elastizitätsmodul [N/mm ²]
Mauerziegel	12 500	7 150	1 800
Kalksandstein	16 000	8 800	1 600
Leichtbetonstein	8 600	4 550	500
Porenbetonplanstein	2 100	1 300	500

Die Angaben der Tabelle 3.4 sind in Bild 3.7 als Diagramm aufbereitet worden. Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls kommt man damit nur weiter, wenn die Mauerwerkszugfestigkeit bekannt ist. Sie ist eine stark streuende, wenig erforschte Größe. Bei der Verlegung von Spiralankern hat man es immer mit bestehenden Gebäuden zu tun, deren Mauerwerk meist nicht nach heutigen Normen bewertet werden kann. Man ist also auf Erfahrung angewiesen, mit der die Mauerwerkszugfestigkeit abzuschätzen ist.

3.3.4 Empfehlungen für die praktische Handhabung

Der Planer der Instandsetzungsmaßnahme sollte auf jeden Fall das Mauerwerk selbst in Augenschein nehmen. Von vornherein muss Klarheit darüber herrschen, ob die beabsichtigte Instandsetzung überhaupt möglich ist. So können beispielsweise die in Bild 4.15 erkennbaren Schäden nicht mit Spiralankern beseitigt werden.

Folgende Informationen sollten vor Ort gewonnen werden:

- Lage, Himmelsrichtung, ggf. exponierte Lage (Sonnenschein, Verschattung),
- Art der Mauersteine, Steinformat, Lagerfugenhöhe und ggf. Besonderheiten des Verbands, Überbindemaß (Bild 3.6),
- Qualität des Mörtels (qualitativ), Freikratzen eines Fugenbereichs,
- Art und Qualität der Steine (Voll- oder Lochsteine), Festigkeitszustand (qualitativ),
- Alter des Bauwerks (sind die Schwindverformungen und/oder Setzungen abgeklungen?),
- maßstäbliches Rissbild, Rissabstände zur Bestimmung der Dehnänge L.

Ein erfahrener Ingenieur wird so vorgehen, dass er für die jeweilige Steinart einen mittleren Elastizitätsmodul wählt und dann aus den zusätzlichen Informationen der Ortsbesichtigung Abweichungen nach oben oder unten abschätzt. So kommt ein brauchbarer Wert zustande, mit dem eine Mindestzahl von Spiralankern für einen bestimmten Rechenwert der Rissbreite bei ausreichender Genauigkeit ermittelt werden kann.

Für den praktisch tätigen Ingenieur bleibt vorerst die Orientierung an den wenigen verfügbaren Literaturangaben, die hier dargestellt sind. Praktisch auftretende Werte für E-Moduln sind:

- für Ziegelmauerwerk 2 000 bis 8 000 N/mm²,
- für Kalksandsteinmauerwerk 2 000 bis 8 000 N/mm²,
- für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen 2 000 bis 9 000 N/mm²,
- für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen 400 bis 2 200 N/mm².

Bei älterem Mauerwerk wurde häufig noch Kalkmörtel (MG I) verwendet, bei dem der Elastizitätsmodul unter dem Durchschnittswert liegt. Bei der Wahl des Elastizitätsmoduls gilt innerhalb der Von-bis-Spanne, dass für eine Mörtelgruppe mit geringerer Festigkeit auch ein geringerer Elastizitätsmodul zu erwarten ist.

3.4 Die Zugbruchdehnung des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen

Die Zugbruchdehnung des Mauerwerks beträgt 0,1 bis 0,2 mm/m. Sie hängt von der Art des Mauerwerks ab (Steinfestigkeit und Mörtelgruppe). Beim Nachweis, dass nach der Instandsetzung kein weiterer neuer Riss entsteht, wird für die Zugbruchdehnung der untere Grenzwert von **0,1 mm/m** zur Anwendung empfohlen.

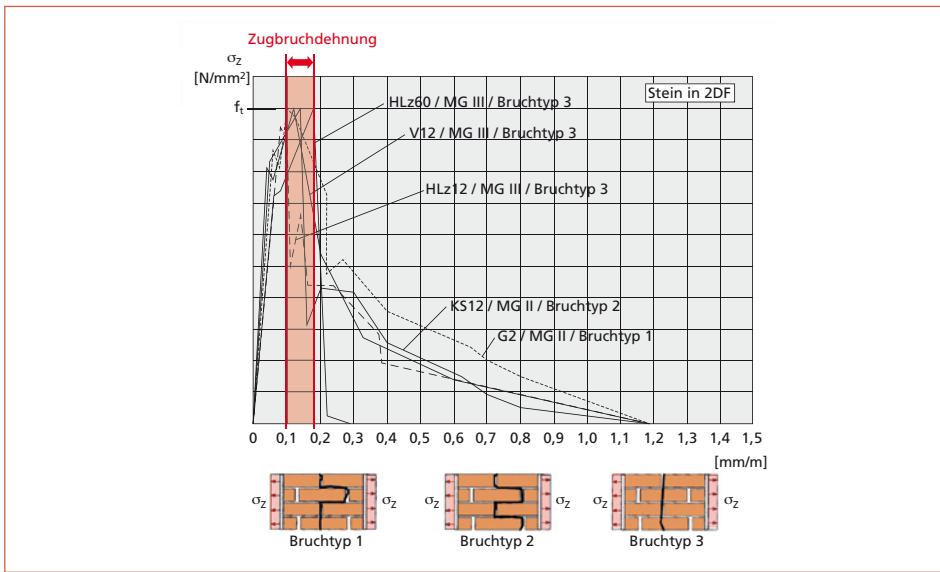


Bild 3.8 Zugspannungs-Dehnungslinien von parallel zur Lagerfuge gezogenem Mauerwerk, Versuchsergebnisse von Backes (zitiert nach [4])

Die Zugbruchdehnung wird bei normalen Bedingungen kaum erreicht. Die eingetragene Bauteildehnung ist fast nie so groß, dass die entstehende Zugkraft in den Spiralankern bzw. im Mauerwerk den Bruchwert erreichen kann.

3.5 Der Ankermörtel und seine Verbundeigenschaften gegenüber dem Spiralanker

Die Verbundfestigkeit zwischen Spiralanker und Ankermörtel ist eine Materialkenngröße, die vor allem von den Eigenschaften des Ankermörtels abhängt. Sie kann nur über die Eigenschaften des Ankermörtels beeinflusst werden. Jeder Spiralankermörtel hat sein eigenes Verbundverhalten. Es ist deshalb riskant, einen von den Herstellerangaben abweichenden Mörtel ohne Kenntnis seiner Eigenschaften zu verwenden, weil dadurch eine Fehlermöglichkeit im System entsteht. Es kommt immer wieder vor, dass ausführende Firmen irgendeinen Mörtel benutzen, dessen Eigenschaften nicht bekannt sind. Deshalb soll hier ausdrücklich auf die Gefahr hingewiesen werden, die von der Verwendung eines Mörtels mit undefinierten Eigenschaften ausgeht. Dadurch können Schäden an der Spiralankerverbindung entstehen. Zwei Schadensarten sind möglich.

Wenn die Verbundfestigkeit zu hoch ist, kann es bei sehr tiefen Temperaturen zur Überschreitung der Streckgrenze in den Spiralankern kommen. Dadurch kann sich der unter Höchstbeanspruchung wieder öffnende Riss bei anschließendem Temperaturanstieg nicht mehr völlig schließen. Es verbleibt ein mehr oder weniger deutlich sichtbarer Riss, auch wenn sich das Mauerwerk wieder erwärmt.

Wenn die Verbundfestigkeit zu gering ist, kann der Spiralankerstab von 1 m Länge nicht ausreichend verankert werden. Unter Höchstbelastung entsteht ein Schlupf zwischen Spiralanker und Ankermörtel mit den gleichen Folgen wie im vorhergehenden Fall.

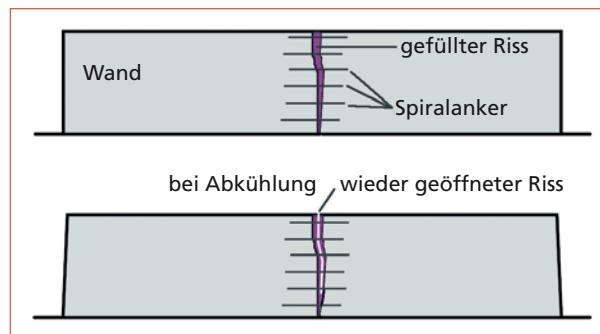
Die Schäden sind nur bei sehr hohen Beanspruchungen zu erwarten, d. h. in einer Frostperiode mit sehr niedrigen Temperaturen (mehrtägig -20°C). An der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur in Leipzig, Fakultät Bauwesen wurden im Jahr 2011 im Rahmen einer Diplomarbeit Verbundversuche mit Ankermörteln von zwei Firmen durchgeführt, die die zu erwartende Unterschiedlichkeit der Ergebnisse unter gleichen Bedingungen bestätigten [3]. Diese Prüfung, einschließlich der fachkundigen Auswertung, wird allen Herstellern oder Anbietern eines Ankermörtels empfohlen. Sie ist die zurzeit der Realität am nächsten kommende Prüfung. Die Verbundfestigkeit als wichtigster Kennwert des Ankermörtels wird erst von wenigen Anbietern für ihren Mörtel in den Datenblättern angegeben. Bauherren und Verarbeiter sollten darauf achten, dass dieser Festigkeitswert mit Angabe der Prüfmethode in den Datenblättern enthalten ist. Die Autoren empfehlen ihn unter der Bezeichnung »nach HTWK-Leipzig-Prüfung«.

3.5.1 Der Kraftfluss in der Spiralankerverbindung

In einer mit Spiralankern instandgesetzten, gemauerten Wand unterliegen die Spiralanker nach der Instandsetzung zunächst keiner Beanspruchung. In Bild 3.9 ist eine Wand mit mittigem Riss dargestellt. Nach der Instandsetzung ist der Riss gefüllt und verklammert. Erst nach einer Abkühlung wollen sich die beiden Wandteile jeder für sich verkürzen. Dadurch entstehen Zugspannungen in den Spiralankern, wodurch sich der Riss wieder etwas öffnet. Die beiden Wandteile links und rechts vom Riss sind elastisch miteinander verbunden. Vor der Rissbildung war die Verbindung im Unterschied dazu nahezu starr. Lediglich die geringe elastische Dehnung des Mauerwerks ließ eine gewisse Bewegung zu, die aber nicht ausreicht und zu dem Riss geführt hat.

Die Zugspannungen in den Spiralankern verursachen eine horizontale Zugkraft F , die die Rissöffnung etwas behindert und die beiden Rissufer gegeneinander zieht. Wenn die Rissursache – Bauteilabkühlung – abklingt, zieht diese Kraft die Rissufer wieder völlig zusammen.

Bild 3.9 Verklammerter Riss nach der Instandsetzung (oben) und nach späterer Abkühlung (unten)



Die durch die Bauteilverkürzung initiierte Zugkraft in Wand und Spiralankern ist notwendig, um den Riss nach der erneuten Erwärmung wieder zu schließen. Die Zugkraft hat

auf beiden Seiten des Risses je zwei Übergänge von einem Material zum anderen (vgl. Bild 3.10):

- vom Spiralanker zum Ankermörtel (innerer Verbund),
- vom Ankermörtel ins Mauerwerk (äußerer Verbund).

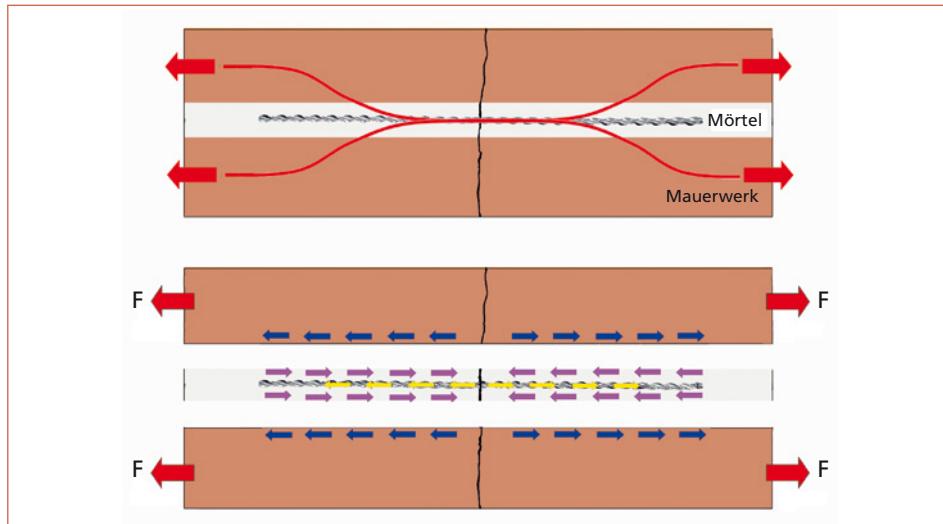


Bild 3.10 Die Zwangzugkraft F in der Wand ruft Verbundkräfte zwischen Wand und Mörtel (äußerer Verbund) und zwischen Mörtel und Spiralankern hervor (innerer Verbund).

Tabelle 3.6 Ausgangswerte für den Einbau der Spiralanker

Parameter	Größe	Bemerkungen
Länge der Spiralanker: Verankerungslänge	1,00 m 0,40 m	Dieses Maß berücksichtigt einen gegenseitigen Versatz der Spiralanker von 50 mm und eine Verlegetoleranz von ebenfalls 50 mm. Dadurch sind von der halben Spiralankerlänge (500 mm) 100 mm abzuziehen.
Schlitztiefe $t_{ch,h}$	30 mm	Nach DIN EN 1996-1-1/NA) ohne Standsicherheitsnachweis der geschlitzten Wand zulässig. Bei größeren Schlitztiefen ist ein Standsicherheitsnachweis der geschlitzten Wand erforderlich. Die schwächende Wirkung des Schlitzes ist dauerhaft!
Spiralaner Nenndurchmesser	8 mm	Produkt von Brutt Saver
Charakteristischer Wert der Streckgrenze	600 N/mm ²	Produkt von Brutt Saver
Bemessungszugkraft	6 000 N	für $d_N = 8 \text{ mm}$

Die Spiralanker müssen links und rechts des Risses zuverlässig verankert werden, damit die Rissverklammerung ihren Zweck erfüllen kann. Dabei werden die zu übertragenden Zugkräfte zunächst in den Ankermörtel und von da in die Spiralanker geleitet (Bild 3.10). Der Ankermörtel ist das Bindeglied zwischen Mauerwerk und Spiralanker. Er ist ein relativ hoch beanspruchter Teil der Rissüberbrückung.

Die Verbundspannungen und die Verbundflächen sind in beiden Fällen unterschiedlich groß, die resultierende Verbundkraft (im benutzten Rechenmodell: mittlere Verbundspannung multipliziert mit der jeweiligen Verbundfläche) ist in beiden Kontaktflächen gleich der einwirkenden Zugkraft. In Bild 3.10 ist der Kräfteverlauf schematisch dargestellt. Man erkennt, dass der Ankermörtel eine wichtige Funktion als Bindeglied zwischen Mauerwerk und Spiralanker besitzt. Mit der Annahme üblicher Abmessungen kann man Festigkeitsanforderungen an den Ankermörtel ableiten. In Tabelle 3.6 werden die Ausgangswerte angenommen.

Die im Folgenden abgeleiteten Parameter treffen für die Spiralanker von Brutt Saver zu. Dafür sind die charakteristischen Werte bekannt. Für andere Fabrikate als das angegebene können die für das Produkt zutreffenden Werte abweichen. Das betrifft z. B. die Verankerungslängen und die Rissöffnung im elastischen Bereich. Angaben anderer Firmen waren nicht beschaffbar.

3.5.2 Verbund zwischen Mauerwerk und Spiralankermörtel (äußerer Verbund)

In Bild 3.11 ist die Mörtelleiste mit den Scherspannungen dargestellt. Sie wirken an der Ober- und der Unterfläche der Mörtelleiste. Der Schlitz kann nach dem Verfüllen mit Ankermörtel die ursprünglich wirkenden vertikalen Druckspannungen nicht mehr übertragen. Dadurch stehen für die Verankerung nur die Haftspannungen ohne Querdruck zur Verfügung.

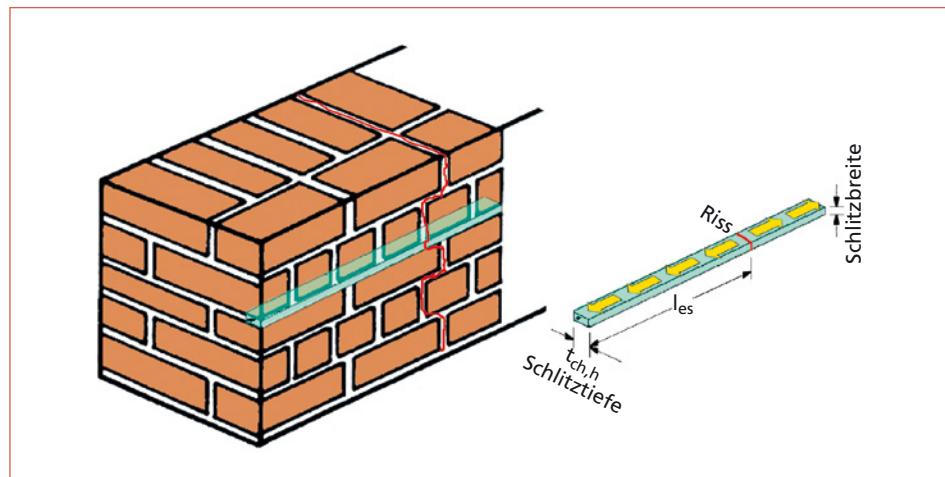


Bild 3.11 Scherkräfte zwischen Mauerwerk und Ankermörtel

Mit den Annahmen aus Abschnitt 3.5.1 beträgt die Verbundfläche zwischen Ankermörtel und Mauerwerk (oben und unten)

$$A = 2 \cdot 400 \cdot 30 = 24000 \text{ mm}^2.$$

Die hintere Stirnseite in der Fuge (10 mm bzw. 12 mm Fugenhöhe und 400 mm Verankerungslänge) wird bei der Berechnung vernachlässigt. Mit der Fläche von 24000 mm² ist die Zwangzugkraft vom Mauerwerk in den Ankermörtel bzw. umgekehrt zu leiten.

Haftscherfestigkeiten sind versuchstechnisch schwer zu ermitteln. Im deutschen Regelwerk gibt es zwei Normen für die Haftscherfestigkeit im Mauerwerksbau:

- DIN EN 1052-3 Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit); Deutsche Fassung EN 1052-3:2002 + A1:2007,
- DIN 18555-5 Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Festmörtel; Bestimmung der Haftscherfestigkeit von Mauermörteln.

Beide Normen unterscheiden sich durch die Art der Versuchsanordnung und liefern sehr unterschiedliche Ergebnisse. Setzt man die Haftscherfestigkeit nach DIN EN 1052-3 zu 100 %, dann ist der Messwert nach DIN 18555-5 etwa doppelt so groß. Man kennt kein Prüfverfahren, mit dem die Baustoffeigenschaft »Haftscherfestigkeit« allgemeingültig bestimmt werden kann. Deshalb fehlt eine wichtige Grundlage für den rechnerischen Nachweis des äußeren Verbundes.

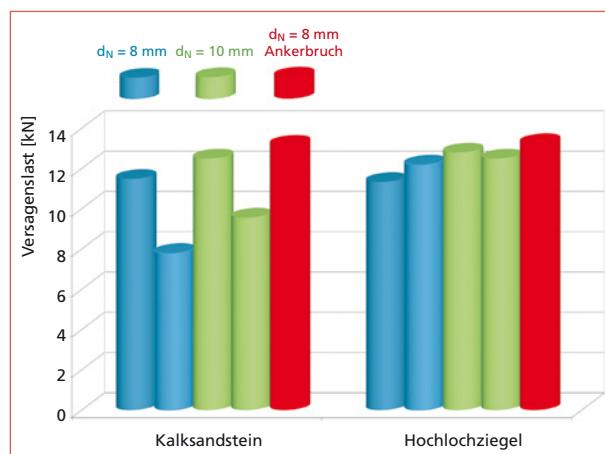
Auszugversuche zur Bestimmung des Verbundwiderstands sind nur von einem Anbieter im Jahr 2003 veranlasst worden [1]. Für die Auszugversuche wurden dessen Materialien, Spiralanker von Brutt Saver und Ankermörtel der Desoi GmbH, verwendet (Bild 3.12). Die Schlitztiefe betrug 30 mm, die Verbundlänge 500 mm und in einigen Fällen 750 mm. Es wurden Nenndurchmesser von 6, 8 und 10 mm geprüft.



Bild 3.12 Versuchskörper für Auszugsversuche (Foto: Desoi GmbH)

Die Nenndurchmesser $d_N = 6 \text{ mm}$ zeigen in Versuchen ein ungünstigeres Verbundverhalten als die größeren Nenndurchmesser und werden deshalb für diesen Zweck ausgesondert. Die Ergebnisse der so reduzierten Versuche sind in Bild 3.13 dargestellt.

Bild 3.13 Versagenslasten der Desoi-Versuche [1]



Zum Vergleich seien die Grenzwerte für die charakteristischen Werte der Streckgrenze genannt:

$$\begin{array}{ll} \text{für Nenndurchmesser } d_N = 10 \text{ mm} & \text{Zugkraft } Z = 6500 \text{ N}, \\ \text{für Nenndurchmesser } d_N = 8 \text{ mm} & \text{Zugkraft } Z = 6000 \text{ N}. \end{array}$$

Die Beschränkung auf den Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ ist zahlenmäßig kaum von Nachteil. Die Prüfergebnisse zeigen, dass der äußere Verbundwiderstand in allen geprüften Fällen größer als der innere war. Versagt haben die Spiralanker durch Herausziehen oder durch Zugbruch. Bei keinem Spiralanker hat der äußere Verbund versagt. Das lässt den Schluss zu, dass mit den vorgeschlagenen Mindestabmessungen für den Mauerschlitz der innere Verbund die Schwachstelle der Verbindung ist. Es wird angenommen, dass das auch auf die Materialien anderer Anbieter zutrifft. Damit sollen andere Anbieter angeregt werden, eigene Versuche zum äußeren Verbund durchzuführen bzw. in Auftrag zu geben.

3.5.3 Verbund zwischen Ankermörtel und Spiralanker (innerer Verbund)

Die Spiralankerverbindung soll so ausgelegt werden, dass der Versagensfall beim inneren Verbund eintreten soll. Das zeigen, bis auf die Ankerbrüche (Bild 3.13), alle Versuche und die praktische Verwendung der Spiralanker. Das Versagensbild äußert sich in bleibenden Verformungen nach einer Rissöffnung. Das ist auf zwei Arten möglich:

- Versagen des Verbundes zwischen beiden Teilen mit übermäßiger Öffnung des verklammerten Risses und irreversiblen Verformungen (infolge Verdrehung) der Spiralanker, die nach der Entlastung festgestellt werden können.
- Plastische Spiralankerverformungen nach Erreichen der Streckgrenze im Stahl.

Bei der Verbundfestigkeit der Spiralanker wirken geringe Querdruckkräfte, wenn es einen Schlupf zwischen beiden Materialien gibt (Bild 3.14). Sie entstehen durch das Bestreben des Spiralankers, sich bei Zugbeanspruchung wie eine Schraube zu verdrehen und sich dabei gegen die schräge Wandung zu pressen (Bild 3.14).

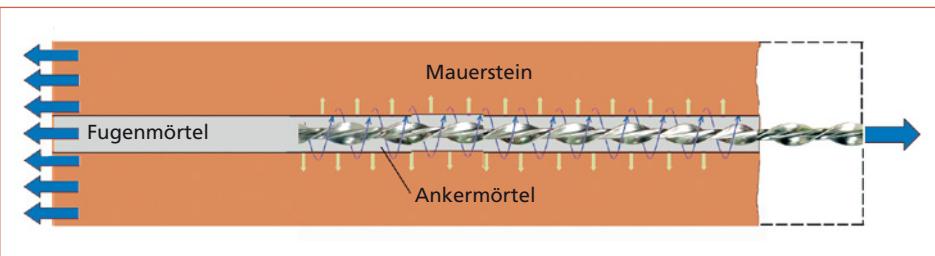


Bild 3.14 Geringe Querdruckkräfte, die bei der Drehbewegung unter Zug im Verankerbereich entstehen, unterstützen den Verbund (Reibverbund).

Aus dem Stahlbetonbau kennen wir drei Komponenten des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstab:

- Haftverbund:** Er beruht auf der Adhäsion zwischen den beiden Kontaktflächen, hier zwischen Ankermörtel und Spiralanker, aber auch zwischen Mauerwerk und Ankermörtel.
- Reibungsverbund:** tritt nur bei Überwindung des Haftverbundes auf und wirkt eigentlich nur dann, wenn ein Querdruck auf die Verbundfläche entsteht.
- Scherverbund:** Verzahnungswirkung über die jeweiligen Unebenheiten der aneinandergrenzenden Flächen, im Stahlbetonbau kommen deshalb profilierte Bewehrungsstäbe zum Einsatz. Spiralanker besitzen eine sehr glatte Oberfläche, daher gibt es keinen Scherverbund.

Für Spiralanker kommen in der Analogie nur der Haft- und der Reibungsverbund in Frage. Den linearisierten Verbundspannungsverlauf zeigt Bild 3.16 im Vergleich zum realen Verlauf. Während der reale Verlauf der Verbundspannungen ein Spannungsmaximum ($\max \tau_v$) besitzt, werden die Verbundspannungen im Berechnungsmodell dagegen konstant angenommen. Das Rechteck mit der Höhe $\tau_{v,m}$ muss flächengleich mit der blauen Fläche sein, die ein Maximum $\max \tau_v$ besitzt.

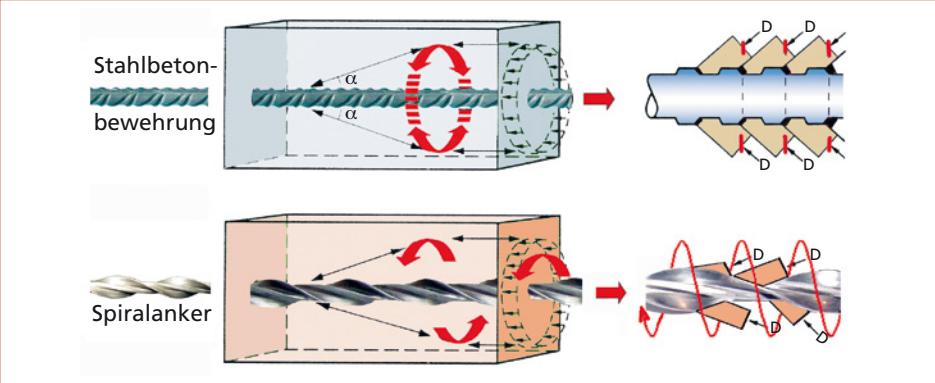
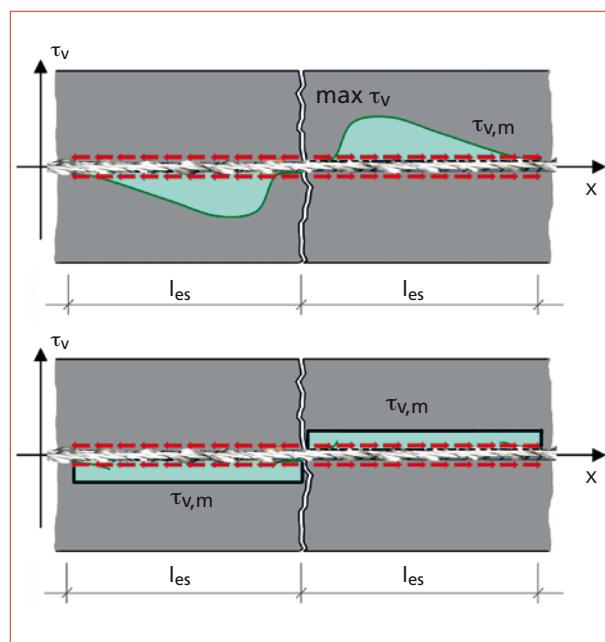


Bild 3.15 Vergleich der Verbundwirkung von Stahlbetonbewehrung und Spiralankern. Im Stahlbeton entstehen Ringzugkräfte, bei Spiralankern sind sie spiralförmig.

Bild 3.16 Oben: realer Verlauf (blau), unten: idealisierter Verlauf der Verbundspannungen zwischen Spiralanker und Ankermörtel



Einige Anbieter von Spiralankersystemen werben damit, dass die Spiralanker durch ihre gewandelte Form einen besonders guten Verbund zum Mörtel hätten. Das ist ein Trugschluss. Die Zahlenwerte für die Verbundfestigkeit sind kleiner als die für die Bewehrung im Stahlbetonbau.

Das liegt an der sehr glatten Stahloberfläche und ist für die Wirksamkeit der Spiralanker eher ein Vorteil. Die Spiralanker erhalten dadurch größere Einleitungslängen, was eine größere Dehnung im elastischen Bereich gestattet. Die Öffnung des verklammerten Risses setzt einen Schlupf auf eine gewisse Länge (Einleitungslänge l_{es}) zwischen Mörtel und Spiralanker voraus. Die Dehnungsdifferenz zwischen Spiralanker und Ankermörtel ist im Bereich dieser Länge l_{es} gleich der Rissbreite, die sich bei Beanspruchung nach der Instandsetzung (z.B. nach einer Abkühlung) einstellt. Am Ende dieses Abschnitts wird ausgeführt, dass sich mit einer gewissen Untergrenze eine nicht zu große Verbundfestigkeit günstig auf das Tragverhalten der Verbindung auswirkt. Damit kann die Mörtelzusammensetzung optimiert werden.

Gibt es eine »günstigste« Verbundfestigkeit zwischen Spiralanker und Ankermörtel? Ausgangspunkt für die Betrachtung der Verankerungswirkung ist eine Zugkraft im Spiralanker, die bei einer Stahlspannung gleich dem charakteristischen Wert der Streckgrenze entsteht. Das bedeutet Zugkräfte für Brutt-Saver-Spiralanker von (vgl. Abschnitt 3.2):

$$F = 6,0 \text{ kN pro Spiralanker für } d_N = 8 \text{ mm} \\ (\text{charakteristische Streckgrenze } f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2),$$

$$F = 6,5 \text{ kN pro Spiralanker für } d_N = 10 \text{ mm} \\ (\text{charakteristische Streckgrenze } f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2).$$

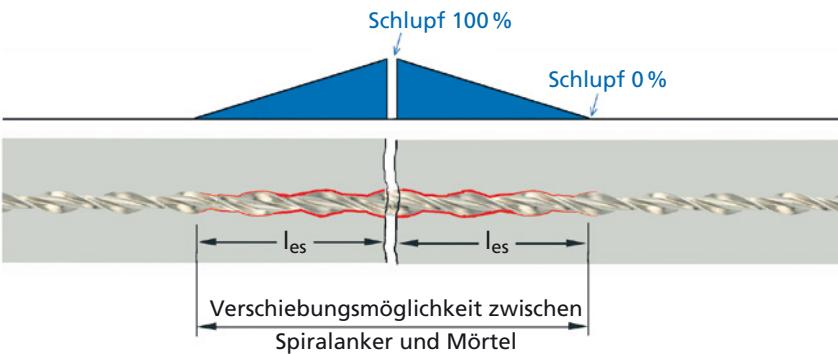


Bild 3.17 Zone des Schlups zwischen Spiralanker und Mörtel mit der Länge $2 \cdot l_{es}$

Der Spiralanker mit einem Nenndurchmesser von $d_N = 8 \text{ mm}$ hat im Vergleich zur Querschnittsfläche eine größere Tragkraft als der mit dem Nenndurchmesser $d_N = 10 \text{ mm}$. Deshalb und weil er gut in eine Lagerfuge passt, wird er im Weiteren als allgemeine Lösung betrachtet. Die Länge der Verankerung beträgt wie beim äußeren Verbund maximal 400 mm (50 mm Versatz, 50 mm für Verlegetoleranzen). Wie wirkt sich die Verbundfestigkeit auf die Spiralankerverbindung aus?

Die Länge, in der es zwischen Spiralanker und Ankermörtel Schlupf gibt (Bild 3.17), beträgt $2 \cdot l_{es}$. Diese Länge wird von der Verbundfestigkeit, der Stahlspannung und der eingetragenen Dehnung bestimmt. Die Beziehung zwischen größter Stahlspannung im Riss $\sigma_{SP,R}$, der mittleren Verbundfestigkeit f_{bm} und der rechnerischen Rissbreite (Ableitung in Abschnitt 9, Gl. (9.39) eingesetzt in Gl. (9.41)) beträgt:

$$\sigma_{SP,R} = \sqrt{W_k \cdot E_{SP} \cdot f_{bm} \frac{1 + \alpha_E \cdot \rho_n}{D}} \quad (3.1)$$

Mit: $\sigma_{SP,R} = f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2$ (hier gilt der Wert für $d_N = 8 \text{ mm}$)

$W_k = 0,4 \text{ mm}$ (frei gewählt)

$$\alpha_E = E_{SP}/E_{MW}, \rho_n = \frac{A_{SP}}{A_{MW,b} - A_{SP}}$$

$A_{MW,b} = t \cdot h$, $t = 365 \text{ mm}$ Wanddicke, $h = 1000 \text{ mm}$ Wandhöhe,

$$A_{SP} = 10 \text{ mm}^2$$

$$E_{SP} = 150\,000 \text{ N/mm}^2, E_{MW} = 1\,500 \text{ N/mm}^2$$

$D = A_{SP}/U_{SP} = 0,55 \text{ mm}$ (Verhältnis von Fläche zu Umfang eines Spiralankers)

$$\text{und der umgestellten Gl. (3.1): } f_{bm} = \frac{D}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \cdot \frac{\sigma_{SP,R}^2}{W_k \cdot E_{SP}}$$

erhält man eine erforderliche Verbundfestigkeit von z.B. $f_{bm} = 3,3 \text{ N/mm}^2$ (Einheiten: Längen in mm, Kräfte in N). Die Rissbreite wurde in Anlehnung an den Stahlbetonbau willkürlich gewählt. Beim Stahlbeton hat die Rissbreitenbegrenzung z.B. auf 0,4 mm den Grund, dass im Nutzungszustand keine Korrosion an der Bewehrung entsteht. Bei den

Spiralankern gibt es diesen Grund nicht, sodass diese Grenze nicht aus dem Stahlbeton übernommen werden muss. Für die Spiralankerverbindung ist wichtig, dass sich ein bei niedrigen Temperaturen öffnender Riss mithilfe der in den Spiralankern wirkenden Zugkräfte wieder völlig schließt. Deshalb gilt hier die zwingende Forderung, dass die größte Stahlspannung in den Spiralankern kleiner ist als der charakteristische Wert der Streckgrenze.

Die Rissbreite w_{max} ist keine wählbare Größe. Sie hängt fast ausschließlich von der eingetragenen Bauteildehnung ε^E und der Dehnlänge L ab (je der halbe Abstand zwischen den beiden benachbarten Rissen (vgl. Bild 4.8)). Mit der Größe der Spiralankerfläche lässt sie sich nur sehr wenig beeinflussen. Das zeigt das Beispiel in Bild 3.18.

Bei einem unbewehrten Mauerwerksquerschnitt (Stahlfläche $A_{SP} = 0$) erhält man nach Bild 3.18 die größte rechnerische Rissbreite aus dem Produkt:

$$w_k = \varepsilon^E \cdot L \quad (3.2)$$

Der Wert beträgt z.B. für $\varepsilon^E = -0,16 \text{ mm/m}$ (das negative Vorzeichen bedeutet eine Wandverkürzung) und $L = 3 \text{ m}$:

$$w_k = -\varepsilon^E \cdot L = 0,16 \text{ mm/m} \cdot 3,00 \text{ m} = 0,48 \text{ mm}.$$

Das kann man aus dem Diagramm in Bild 3.18 ablesen. Wenn in 12 Lagerfugen 6 Spiralanker mit $d_N = 8 \text{ mm}$ liegen (das ist mit $60 \text{ mm}^2/\text{m}$ ein hoher Bewehrungsgrad), dann vermindert sich die Rissbreite von $0,48 \text{ mm}$ auf $0,42 \text{ mm}$. Das ist eine geringe Differenz bei einem überdurchschnittlich hohen Stahleinsatz. Bei anderen Dehnungen sind die Verhältnisse ähnlich.

Man erkennt aus Bild 3.18, dass die Beanspruchungsgrenze der Spiralanker der charakteristische Wert der Streckgrenze ist. Wird sie überschritten, dann entstehen plastische Verformungen, bei denen sich der Riss nicht mehr völlig schließen kann. Die Grenze für den maximalen rechnerischen Wert der Rissbreite wird hier durch die Stahlspannung gesetzt. Die aus dem Stahlbeton bekannte Grenze von $w_k = 0,4 \text{ mm}$ gilt deshalb hier nicht. Es sind größere Werte möglich, solange keine plastischen Verformungen im Spiralanker zu erwarten sind.

Aus Bild 3.17 kann man entnehmen, dass unter sonst gleichen Bedingungen die Länge l_{es} bzw. die Länge, in der es Schlupf gibt, von der Verbundfestigkeit abhängt. Je kleiner die Verbundfestigkeit f_{bm} ist, umso länger wird l_{es} bzw. $2 \cdot l_{es}$. Diese Länge ermöglicht den Hauptteil der Bauteildehnung bei Dehnlängen bis ca. 10 m . Je größer die Dehnlänge ist, umso größer wird der Anteil der Mauerwerksdehnung an der gesamten Bauteildehnung. Andererseits steigt die Stahldehnung bei kurzer Länge $2 \cdot l_{es}$ steil an und erreicht bei gleicher Dehnung ε^E sehr schnell die Streckgrenze. Deshalb sind Ankermörtel mir einer »geringen« Verbundfestigkeit günstiger als solche mit großer Verbundfestigkeit.

Da die Verankerungslänge für den inneren Verbund ebenso wie für den äußeren Verbund mit 400 mm angesetzt wird, kann die Verbundfestigkeit nicht beliebig verringert werden.

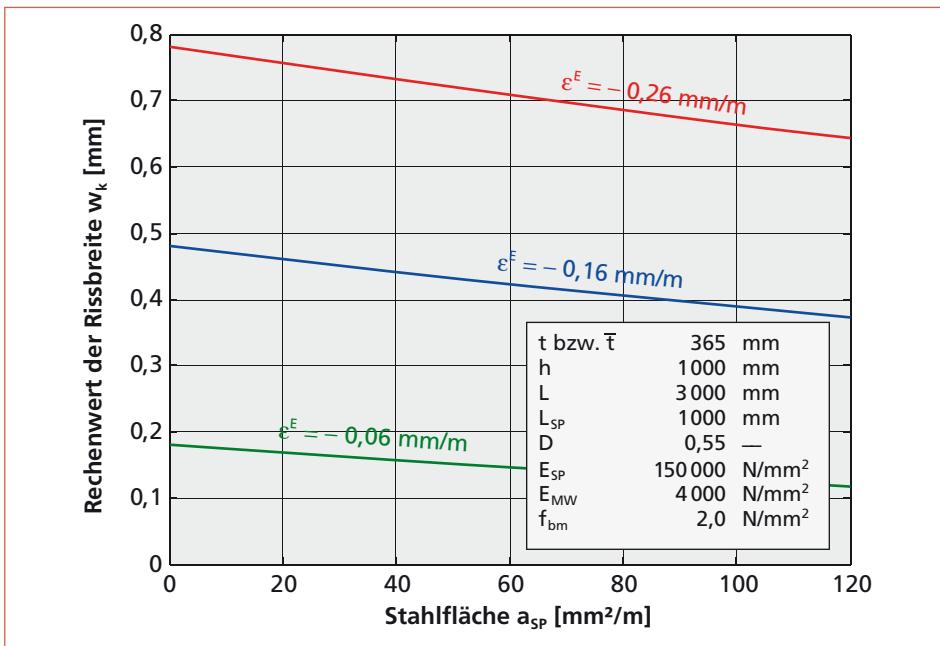


Bild 3.18 Rechnerische Rissbreite in Abhängigkeit von verschiedenen Bauteildehnungen und Spiralankerflächen pro Meter

Für den charakteristischen Wert der Streckgrenze beträgt die Zugkraft im Spiralanker beim Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$: $F = 6000 \text{ kN}$ bei

einer Stahlfläche von $A_{sp} = 10 \text{ mm}^2$ und
einem Umfang von $U_{sp} = 18,2 \text{ mm}$.

Die Verbundfläche beträgt bei einer Verankerungslänge von 400 mm (von 500 mm Abzüge für Versatz und für Toleranz von je 50 mm)

$$A_{verbund} = l_{es} \cdot 18,2 \text{ mm}^2.$$

Im Grenzfall ist bei $l_{es} = 400 \text{ mm}$ die Verbundfläche

$$A_{verbund} = 400 \cdot 18,2 \text{ mm}^2 = 7273 \text{ mm}^2.$$

Die Mindestverbundfestigkeit errechnet sich aus der Verbundfläche und der zu verankrenden Kraft:

$$\min f_{bm} = F/A_{verbund} = 6000/7273 = 0,83 \text{ N/mm}^2 \approx 1,0 \text{ N/mm}^2$$

Unter die Grenze von $f_{bm} = 1 \text{ N/mm}^2$ sollte die Verbundfestigkeit eines Ankermörtels nicht absinken.

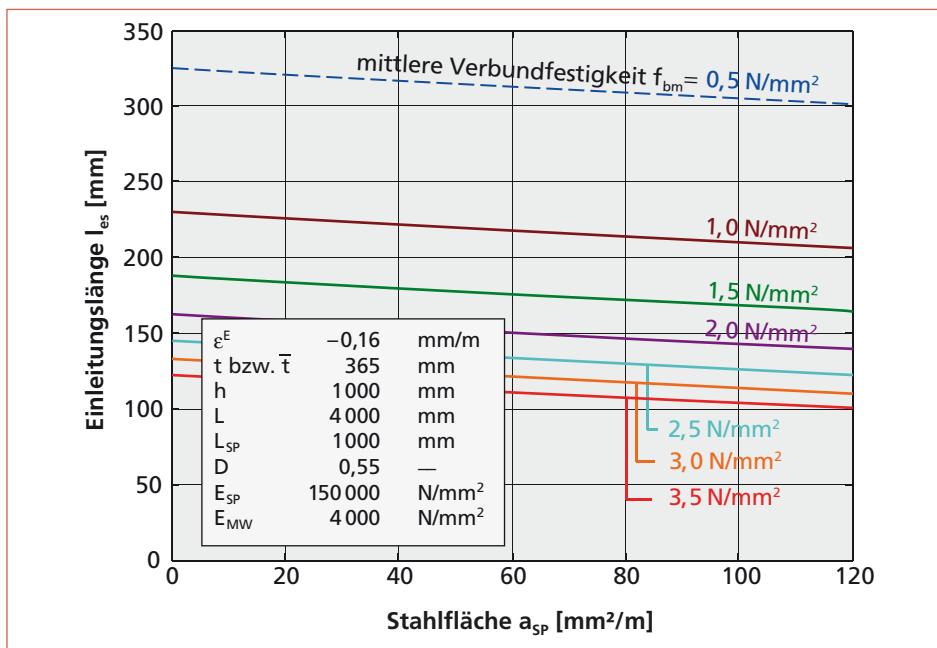


Bild 3.19 Einleitungslänge l_{es} in Abhängigkeit von der Verbundfestigkeit f_{bm} und von der Stahlfläche a_{sp} pro Meter Mauerwerkshöhe (Beispiel)

Eine obere Grenze kann man nicht berechnen. Die Eintragungslänge wird mit wachsender Verbundfestigkeit kleiner, was bei gleicher Bauteildehnung zu größeren Stahlspannungen führt. Man erreicht also damit die Streckgrenze und damit die Grenze der Verwendbarkeit bei einer anwachsenden Dehnung viel eher als bei geringerer Verbundfestigkeit.

Die Einleitungslänge l_{es} darf höchstens so groß werden wie die verfügbare Verankerungslänge von 400 mm. In Bild 3.19 sind Einleitungslängen mit dem Berechnungsmodell für $L = 4,0$ m und $\varepsilon^E = -0,16$ mm für verschiedene mittlere Verbundfestigkeiten von $f_{bm} = 0,5$ bis $3,5$ N/mm² und Stahlflächen von 0 bis 120 mm² (12 Spiralanker $d_N = 8$ mm) dargestellt. Die Einleitungslängen l_{es} werden mit abnehmender Verbundfestigkeit größer. Ihre Abhängigkeit von der Menge der eingelegten Spiralanker ist nicht sehr groß.

Für das gleiche Beispiel ist in Bild 3.20 die Stahlspannung in Abhängigkeit von der Stahlfläche pro Meter Wandhöhe und für unterschiedliche Verbundfestigkeiten dargestellt.

Man erkennt, dass die Stahlspannung mit abnehmender Verbundfestigkeit ebenfalls abnimmt. Das hängt direkt mit der wachsenden Einleitungslänge l_{es} zusammen (Bild 3.19). Bei größerer Einleitungslänge ist weniger Zugkraft im Spiralanker notwendig, um ihn auf ein bestimmtes Maß zu dehnen, und damit auch weniger Zugspannung.

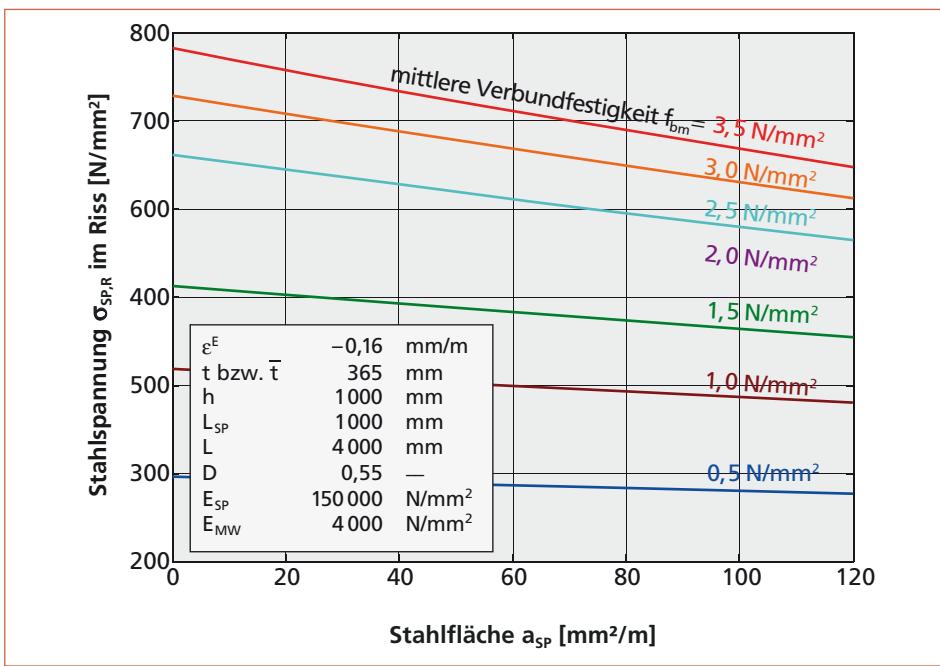


Bild 3.20 Stahlspannungen $\sigma_{SP,R}$ in Abhängigkeit von der Verbundfestigkeit f_{bm} und von der Stahlfläche a_{sp} pro Meter Mauerwerkshöhe (Beispiel)

Das Hauptkriterium für die Funktionsfähigkeit der Spiralanker ist, dass sie im elastischen Bereich arbeiten, also nie höher beansprucht werden als der charakteristische Wert der Streckgrenze für die Spiralanker. Man kann aus dem Beispiel ableiten, dass ein Spiralankermörtel mit mäßiger Verbundfestigkeit f_{bm} günstiger ist als mit höherer Verbundfestigkeit. Berücksichtigt man die im Beispiel festen Parameter Mauerwerks-Elastizitätsmodul, Dehnänge L und behinderte Bauteildehnung ε^E in ihrer möglichen Streubreite, kann man die mittlere Verbundfestigkeit im Bereich von $f_{bm} = 1,0$ bis $2,5 \text{ N/mm}^2$ als günstigsten Wertebereich annehmen.

Jede Verbundfestigkeit gilt nur für die untersuchte Mörtel-Spiralanker-Kombination. Sicher ist, dass Spiralanker und Ankermörtel unterschiedlicher Lieferbetriebe auch unterschiedliche Verbundfestigkeiten besitzen. Das ist bei der Bemessung der Spiralankerverbindung (Abschnitt 3.5.1) unbedingt zu berücksichtigen. Die gelegentlich geübte Praxis, dass anstelle des vorgesehenen Ankermörtels irgendein Fertigmörtel verwendet wird, ist nicht nur leichtfertig, sondern kann auch gefährlich werden. Ein Mörtel mit nicht definierten Verbundeigenschaften ist ein Risiko und kann Verbundschäden verursachen.

Der Mörtel ist ein hoch beanspruchtes Element der elastischen Verbindung der Rissufer. Deshalb wird den Anbietern von Spiralankern und Ankermörteln empfohlen, für ihre Systeme die Verbundfestigkeit nach der vorher beschriebenen, an der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig entwickelten Prüfmethode bestimmen zu lassen (HTWK-Leipzig-Prüfung).

3.5.4 Messung der Verbundfestigkeit zwischen Spiralanker und Ankermörtel (innerer Verbund)

Die Verbundfestigkeit wird wie jede Baustoffeigenschaft experimentell ermittelt. Bei Verbundversuchen für den Massivbau entscheidet die Art der Versuchsanordnung und -durchführung über die Wirklichkeitsnähe der Messwerte. Aus dem Stahlbeton kennen wir unterschiedliche Versuchsanordnungen mit Vor- und Nachteilen. Für die Verbundprüfung von Spiralankern sind die aus dem Stahlbeton bekannten Versuchsanordnungen ungeeignet, weil sich die Spiralanker bei Zugbeanspruchung gewindeförmig aus dem Mörtel herausdrehen. Man sieht das auch in Bild 3.15. Die Druckdiagonalen (im Teilbild rechts unten: orange gefärbt) stützen sich auf die räumlich gekrümmte, schraubenförmige Oberfläche des Spiralankers ab und leiten damit die Drehung ein. Gleichzeitig entstehen nicht allzu große Spreizkräfte im Verankerungsbereich (vgl. Bild 3.14), die auf den Spiralanker als spiralförmige Ringdruckkräfte wirken und so die Reibungswirkung vergrößern. Eine Drehbewegung ist real nur sehr eingeschränkt und nur im Einleitungsbereich möglich, sie wird durch die Einbettung in den Mörtel sehr stark behindert. Die entstehenden Reibungskräfte bilden einen beträchtlichen Teil des Verbundwiderstandes.

Bei den Versuchen an der HTWK Leipzig im Jahr 2011 wurde ein geeigneter Versuchskörper so konzipiert, dass die Verdrehung des Spiralankers nur in der Einleitungszone und nur bei volliger Einbettung in den Mörtel, links und rechts vom Riss, möglich war (Bild 3.21). Das entspricht den tatsächlichen Gegebenheiten im Mauerwerk.

Um die geeignete Prüflänge zu finden, wurden drei Serien mit Prüflängen von 100, 200 und 300 mm geprüft. Die drei Serien bestanden aus je 5 Prüfkörpern. Das ist der obere, kürzere Block in Bild 3.21. Der untere, längere Block dient einer wirklichkeitsnahen Lasteintragung. Die Auswertung der Versuche hat gezeigt, dass die günstigste Prüflänge 300 mm beträgt. Das wird auch in Bild 3.19 bestätigt. Für die untere Grenze der Verbundfestigkeit erreicht die Einleitungslänge etwas weniger als 250 mm! Damit deckt die Prüflänge von 300 mm alle Erfordernisse ab.

Der untere, in der Skizze schwarz gezeichnete Block ist 400 mm lang und dient der wirklichkeitsnahen Lasteintragung. Zwischen beiden Blöcken wird der Riss mit einer trennenden dünnen Einlage modelliert. Die größere Länge an der Lasteintragungsseite soll gewährleisten, dass das Verbundversagen tatsächlich an dem mit Messtechnik bestückten Prüfkörper eintritt. Die einzige Verbindung über den Riss hinweg ist der mittig eingelegte Spiralanker (Nenndurchmesser $d_N = 10$ mm im Prüfkörper).

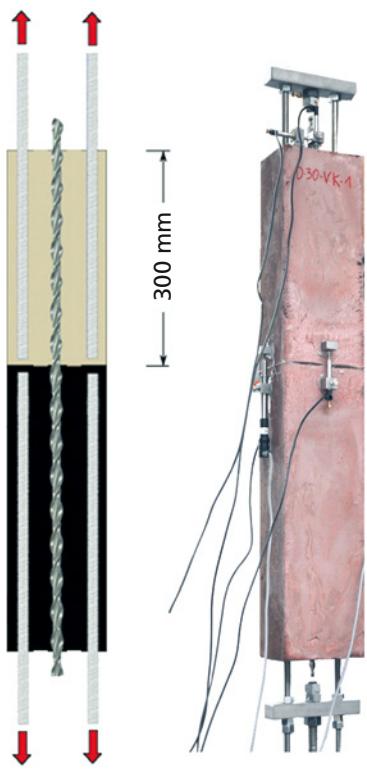


Bild 3.21 Prüfkörper aus der Serie D zur Bestimmung der Verbundfestigkeit zwischen Spiralanker und Ankermörtel im Foto (rechts) und im Schema (links)

Während der Prüfung werden die beiden Mörtelkörper auseinandergezogen. Die Zugkraft wird indirekt über lange Gewindestangen und den Ankermörtel in die Spiralanker eingeleitet. Für den Spiralanker ist das etwa die gleiche Lasteintragung wie im realen Bauteil. Eine freie Rotation des Spiralankers ist dabei nicht möglich.

In den Zugversuchen wurden Last-Rissöffnungskurven gemessen, die mit den Formeln des Bemessungsverfahrens ausgewertet worden sind. Die Versuche endeten bei einer Rissöffnung von mindestens 2,5 mm durch Abbruch. Ausgewertet wurden sie nur für den praktisch nutzbaren Bereich bis 0,5 mm Rissöffnung des verklammerten Risses (Bild 3.22).

Alle Versuche wurden unter gleichen Bedingungen für zwei unterschiedliche Mörtelsorten von zwei Lieferanten durchgeführt: die Serien D und R. Die wichtigsten Standard-Parameter der beiden Ankermörtel sind nach Firmenangaben in Tabelle 3.7 enthalten.

Tabelle 3.7 Eigenschaften der Ankermörtel (Firmenangaben)

Eigenschaften	Ankermörtel der Serie D	Ankermörtel der Serie R
Druckfestigkeit (28 Tage)	43 N/mm ²	27 N/mm ²
Biegezugfestigkeit (28 Tage)	10 N/mm ²	5,8 N/mm ²

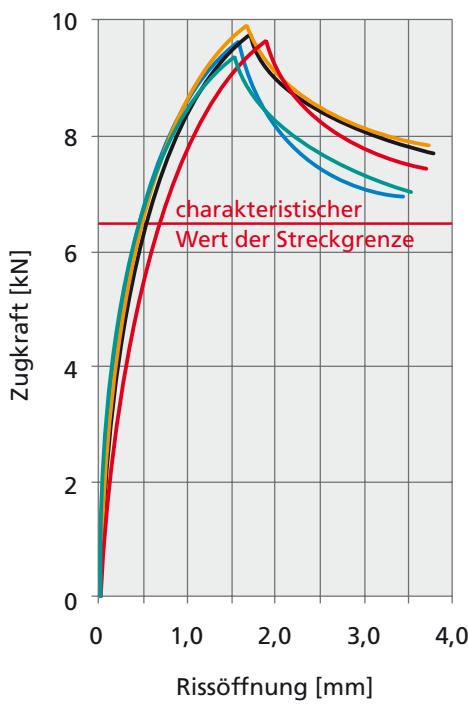
Bild 3.22 zeigt die Zugkraft-Rissöffnungs-Kurven für den Ankermörtel der Serie R für eine Prüflänge von 300 mm. Der Kurvenverlauf der Rissöffnung in Abhängigkeit von der Zugkraft (weggeregelt eingetragen) sieht für alle 6 Versuchsreihen ähnlich aus. Eine leicht gekrümmte Kurve steigt stetig bis zum Maximum kurz vor der Bruchlast des Spiralankers an. Im Beispiel in Bild 3.22 beträgt die Rissöffnung am Maximum mit relativ geringer Streuung für 5 gleichartige Messungen 1,5 bis 2,0 mm. Das Maximum ist der Punkt, wo sich der Haftverbund über die gesamte Länge von 300 mm gelöst hat. Erkennbar ist das daran, dass sich der an der lastabgewandten Seite herausstehende Spiralanker zu drehen beginnt. Dieser Punkt konnte durch eine sinnvolle Messanordnung sehr genau bestimmt werden.

Ab diesem Punkt wirkt nur noch der Reibverbund, die Zugkraft sinkt ab und stabilisiert sich auf einem Niveau von 7 bis 8 kN. Praktisch ist dieser absteigende Ast der Kurve nicht nutzbar, weil die Zugspannung im Spiralanker größer als der charakteristische Wert der Streckgrenze ist. Vom höchsten Punkt an wirken nur noch Reibungskräfte, allerdings auf einem beachtlich hohen Lastniveau.

Bild 3.22 Kraft-Rissöffnungs-

Kurven aus der Serie R mit 300 mm Prüflänge ($d_N = 10 \text{ mm}$).

Der praktisch nutzbare Bereich bis zu einer Rissbreite von 0,5 mm nach der Instandsetzung ist blassblau markiert.



Der gekrümmte Kurvenverlauf erscheint bei der Linearisierung des Berechnungsmodells etwas verwunderlich. Dafür gibt es eine einfache Erklärung. Er ergibt sich daraus, dass die Dehnänge des Spiralankers ($2 \cdot l_{es}$) mit linear ansteigendem Rissöffnungswege ebenfalls wächst. Damit steigt die Rissbreite bei linear wachsender Stahldehnung überproportional an. In Abschnitt 9 kann das an den Berechnungsformeln nachvollzogen werden.

Man erhält mit den dortigen Gln. (9.38) und (9.40) eine Beziehung zwischen der mittleren Verbundfestigkeit f_{bm} und der Rissbreite w_k :

$$f_{bm} = \frac{D}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \cdot \frac{\sigma_{SP,R}^2}{w_k \cdot E_{SP}}$$

Mit: f_{bm} mittlere Verbundfestigkeit

D Verhältnis von Fläche zu Umfang des Spiralankers $D = 0,55$ für Spiralanker mit $d_N = 8 \text{ mm}$ und $d_N = 10 \text{ mm}$

$\sigma_{SP,R}$ Stahlspannung im Riss

w_k Rechenwert der Rissbreite

E_{SP} Elastizitätsmodul der Spiralanker

$$\alpha_E = \frac{E_{SP}}{E_{MW}}, \quad \rho_n = \frac{A_{SP}}{(b \cdot t - A_{SP})}$$

A_{SP} Spiralankerfläche; b Breite und t Dicke des Mauerwerks

E_{MW} Elastizitätsmodul des Mauerwerks

Mit der angegebenen Gleichung kann eine Kurvenschar für unterschiedliche mittlere Verbundfestigkeiten f_{bm} berechnet werden, die in Bild 3.23 dargestellt ist. Der Vergleich dieser theoretischen mit den Messkurven gestattet die Bestimmung der Verbundfestigkeit. In Bild 3.23 sind die beiden Kurven hervorgehoben worden, die am besten zu den gemessenen Kurven passen. Für die Serie D beträgt $f_{bm} = 2,3 \text{ N/mm}^2$ und für die Serie R $f_{bm} = 1,9 \text{ N/mm}^2$.

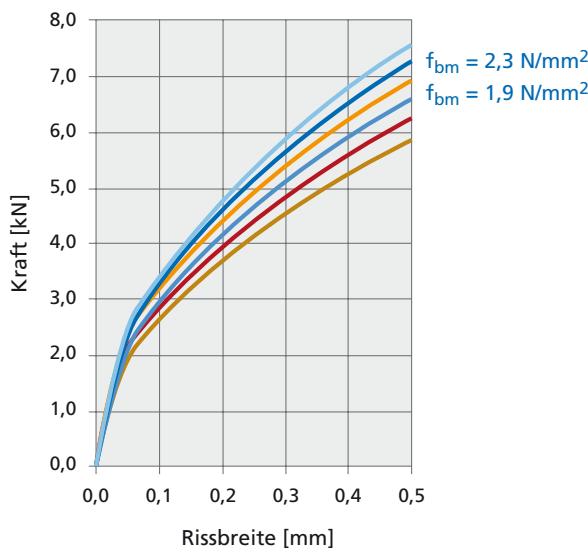


Bild 3.23 Nach der angegebenen Gleichung berechnete Kraft-Rissöffnungs-Kurven als Kalibrierungsdiagramm

Diese Kurven sind zum Vergleich in Bild 3.24 in die gemessenen Kurven als fette Linie eingetragen. Bild 3.24 zeigt alle Messkurven für die Prüflänge von 300 mm bis zu einer Rissöffnung von 0,5 mm. Jede Kurve gilt für einen Versuch und ist aus den Mittelwerten der 4 an jeder Seite angebrachten Wegaufnehmer bestimmt worden.

Die Endwerte der Zugkraft schwanken im Bereich bis zu einer Rissöffnung von 0,5 mm bei der Serie D zwischen 6,9 und 8 kN, bei der Serie R zwischen 6,2 und 7 kN.

Die in Bild 3.22 angegebenen Messkurven sind bei einer Rissbreite von 0,5 mm abgeschnitten worden. Bild 3.25 zeigt eine Messkurve aus der Prüfserie »R« im Vergleich mit der für die mittlere Verbundfestigkeit $f_{bm} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ berechneten Kurve. Bis zu einer Rissbreite von $w_k = 0,5 \text{ mm}$ gibt es fast keine Abweichungen zwischen beiden Kurven. Erst bei weiterer Rissöffnung neigt sich die Kurve mehr und verringert sich nach Erreichen des Höchstwertes bei einer nicht mehr nutzbaren Rissbreite von 1,6 mm.

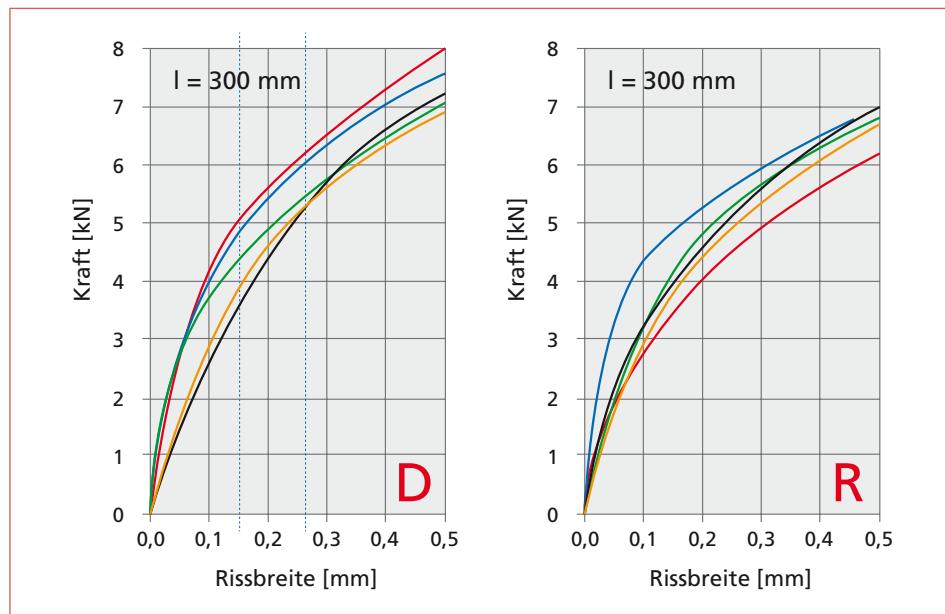


Bild 3.24 Messkurven für die Prüflänge 300 mm für beide Serien »D« und »R«

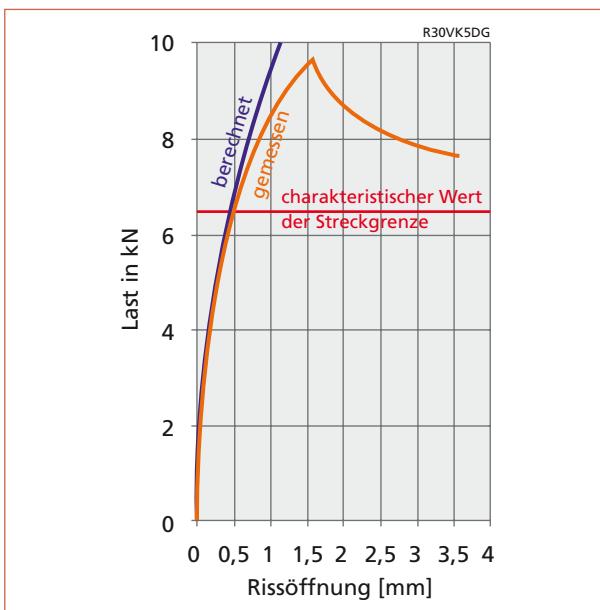


Bild 3.25 Vergleich einer Messkurve bis zu einer Rissöffnung von 3,5 mm mit der zugehörigen berechneten Kurve für eine mittlere Verbundfestigkeit von $f_{bm} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ (gilt für Brutt-Saver-Stäbe Nenndurchmesser $d_N = 10 \text{ mm}$)

Die sehr ähnlichen Kurvenverläufe zwischen Messung und Berechnung bei Beanspruchungen bis etwa 6 kN (Stahlspannung im Spiralanker: 460 N/mm²) sind natürlich auch darauf zurückzuführen, dass die mittlere Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Spiralanker zur Kalibrierung der Kurven benutzt wurde. Andererseits ist der stetige, gekrümmte Kurvenverlauf ein Zeichen dafür, dass das mathematische Modell zur Beschreibung der Vorgänge gut geeignet ist.

Da die Verbundfestigkeit nur zur Rissbreitenberechnung benutzt wird, ist hier die mittlere Verbundfestigkeit maßgebend (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit).

4 Die Bemessung der Spiralanker bei zentrischem Zugzwang

4.1 Ziel der Bemessung

Mit der Bemessung der Spiralanker soll der rechnerische Nachweis erbracht werden, dass der zu verklammernde Riss sich bei hoher Beanspruchung (Abkühlung der Wand) zwar wieder etwas öffnen kann, diese Öffnung aber bei Entlastung (Erwärmung der Wand) wieder zurückgeht. Bei der Rissöffnung werden die Spiralanker gedehnt wie eine Stahlfeder und erhalten Zugspannungen. Solange diese Zugspannungen kleiner als die Streckgrenze sind, arbeitet das System im elastischen Bereich. Das bedeutet, dass bei Entlastung (hier: erneute Erwärmung) alle Verformungen wieder in die Ausgangslage zurückkehren. In den Spiralankern gehen die Zugspannungen erst dann auf den Wert Null zurück, wenn der Riss wieder völlig geschlossen ist. Sie unterstützen das Schließen des Risses durch ihre Spannung, die solange wirkt, wie der Riss offen ist.

Die Eingangsgröße in das Nachweiskonzept ist die Bauteildehnung ϵ^E , die sich wegen einer Behinderung durch andere Bauteile (z.B. das Fundament) nicht oder nur zum Teil einstellen kann. Nur der behinderte Anteil der Verformung kann Schnittgrößen verursachen. Der nicht behinderte Teil kann sich durch freie Bewegung ohne Kräfte einstellen, z.B. an den beiden Enden der Wand (Bild 4.1).

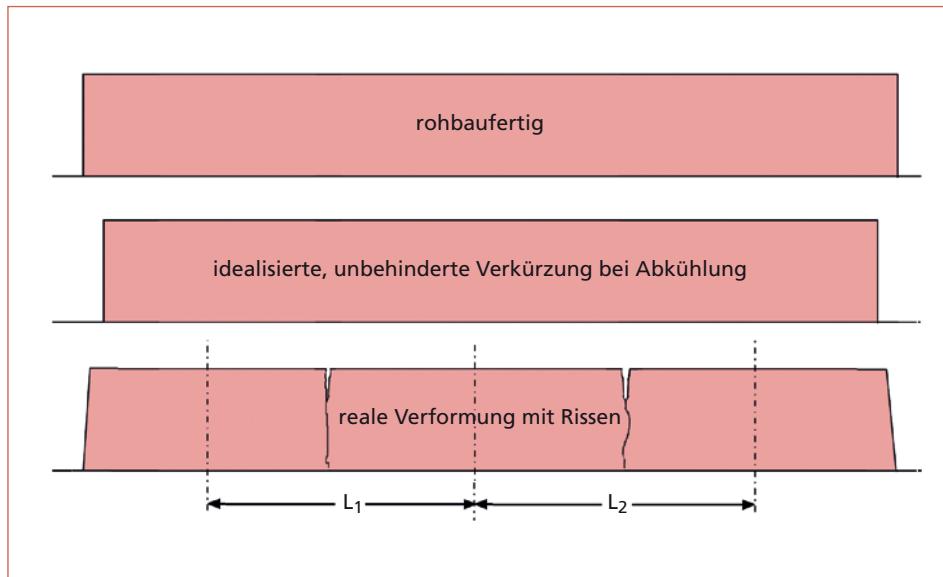


Bild 4.1 Behinderte Verkürzungen der Wand verursachen Vertikalrisse

Die manchmal anzutreffende irrige Meinung, die Spiralanker würden die Rissöffnung völlig verhindern, ist falsch. Temperaturbedingte Längenänderungen von Bauteilen gibt es bei allen Baustoffen. Sie könnten nur unterdrückt werden, wenn man der temperaturbedingten Verformung mit extrem großen Kräften entgegenwirken würde. Diese Kräfte würden Bauteilverformungen hervorrufen, die den verformungslosen oder verformungsarmen Zustand des Tragwerks bewirken. Das ist praktisch weder durchführbar, noch zweckmäßig. Besser ist es, eine kontrollierte Bewegungsmöglichkeit zuzulassen, hier eine Dehnung der Spiralanker im Riss und beiderseits des Risses. Der wichtigste Nachweis ist deshalb der Nachweis, dass in den Spiralankern die Streckgrenze nicht erreicht wird.

Bild 4.1 zeigt, wie die idealisierte freie Verformung der Wand durch die Auflagerung auf dem wärmeren Fundament behindert wird. Durch die Behinderung entstehen Vertikallrisse, deren Rissbreite oben größer als im Fußbereich ist.

In der Berechnung wird die größte Stahlspannung im Riss $\sigma_{SP,R}$ berechnet. Sie muss kleiner als die Streckgrenze der Spiralanker sein. Dazu benötigt man die Dehnänge L und die mittlere Verbundfestigkeit zwischen Ankermörtel und Spiralanker f_{bm} .

Die Mauerwerksdehnung ε_{MW} ist i. d. R. zu klein. Deshalb kann kein neuer Riss entstehen.

4.2 Zwang

Die Rissursachen im Mauerwerk können Lasten und/oder Zwänge sein. Lasten oder Zwänge werden in diesem Buch als Einwirkungen definiert (siehe Bild 4.2). Sie werden mit dem Buchstaben E indiziert, z. B. ε^E für die auf die Wand einwirkende Dehnung.

Als Lasten sind äußere Kräfte oder Momente zu verstehen, die direkt auf das Tragwerk einwirken. Stellt das Bauteil der Krafteinwirkung einen Widerstand entgegen, verursachen die Lasten im Bauteil innere Kräfte (Schnittgrößen), die mit den äußeren Kräften bzw. Momenten im Gleichgewicht stehen. Die inneren Kräfte erzeugen wiederum Verformungen des Bauteils, die von der Größe der Kräfte, den Abmessungen des Bauteils und dem Materialverhalten abhängig sind. Überschreitet z. B. eine erzeugte Dehnung die Dehnfähigkeit des Materials, reißt es auf. Entweder das Bauteil ist nun in der Lage, die frei gewordenen Zugkräfte so umzulagern, dass die Standsicherheit erhalten bleibt, oder es versagt.

Zwang tritt auf, wenn Bauteil- oder Tragwerksverformungen, die sich z. B. aufgrund von Temperaturänderungen oder Setzungen ergeben, behindert werden. Aus der Behinderung resultieren Beanspruchungen (Spannungen) des Bauteils, die infolge des Zwanges als Zwangbeanspruchungen bezeichnet werden.

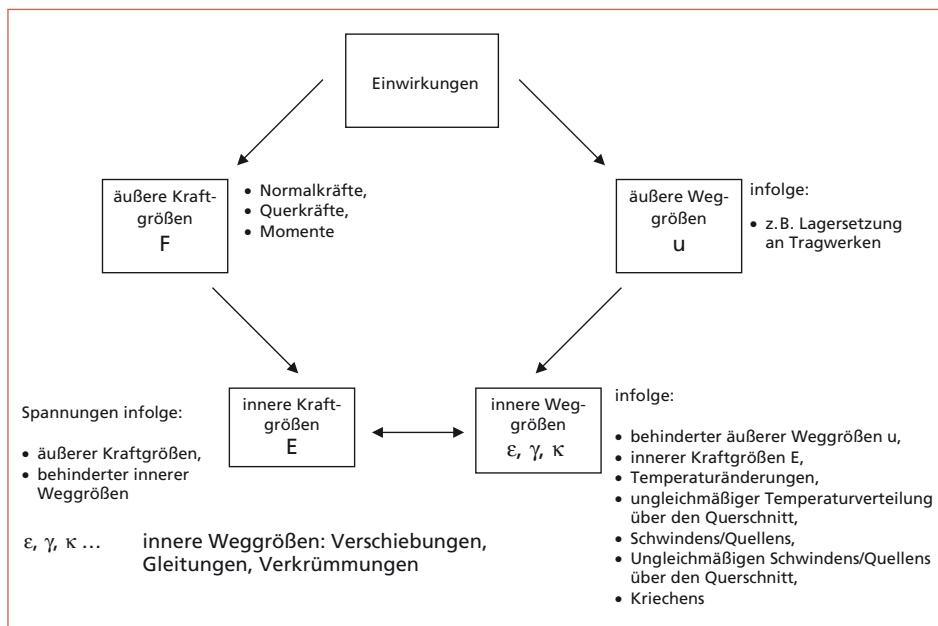


Bild 4.2 Mechanische Einwirkungen auf Tragwerke

Die Entstehung der in diesem Buch beschriebenen Risse ist ursächlich mit Zwangbeanspruchungen verknüpft. Es sind ausschließlich Zugspannungen, die Risse erzeugen. Sollten z. B. unterschiedliche Setzungen (äußerer Zwang) die Rissentstehung verursacht haben, müssen zum Zeitpunkt der Instandsetzung die risszeugenden Bauwerkssetzungen abgeklungen sein. Die Rissbreiten der Risse werden dann nicht (mehr) durch äußere Kraft- oder Weggrößen beeinflusst. Lediglich behinderte innere Weggrößen infolge Volumenänderungen des Bauteils, aufgrund von Temperaturänderungen oder Schwinden, spielen eine Rolle. Diese Zwangbeanspruchungen werden rechnerisch erfasst und bilden die Bemessungsgrundlage der Spiralanker, siehe Kap. 9.

4.3 Sicherheitskonzept

Ein Bauwerk befindet sich dann in einem kritischen Zustand, wenn entweder eine normale Nutzung nicht mehr möglich ist, oder wenn eine unmittelbare Gefahr für die Standsicherheit besteht. Bei Eintreten einer dieser beiden kritischen Zustände werden die Anforderungen an das Tragwerk nicht mehr erfüllt.

Je nachdem, ob es sich um das Erreichen der rechnerischen Standsicherheit oder um den Verlust der Nutzungseigenschaften handelt, werden die beiden kritischen Zustände **Grenzzustand der Tragfähigkeit** und **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit** definiert. Entsprechend dem Sicherheitskonzept wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) nicht überschritten, wenn rechnerisch folgender Nachweis erbracht werden kann:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

Dabei sind:

E_d der Bemessungswert der Beanspruchung, z. B. Spannung

R_d der Bemessungswert des Tragwiderstandes, z. B. eine Festigkeit

Untersuchungen zum GZT spielen bei der Anwendung von Spiralankern im gerissenen Mauerwerk keine Rolle. Spiralanker dürfen in Deutschland nicht dafür eingesetzt werden, um Tragwerke zu ertüchtigen bzw. deren Tragfähigkeit zu erhöhen.

Die Grenzzustände, die

- die Funktion des Tragwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen oder
- das Wohlbefinden der Nutzer oder
- das Erscheinungsbild des Bauwerks betreffen,

werden als Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG) eingestuft.

Dabei sind nicht für jedes Bauteil alle GZG zu untersuchen. Die Einhaltung des jeweiligen GZG kann mit folgendem Ansatz rechnerisch nachgewiesen werden:

$$E_d \leq C_d \quad (4.2)$$

Dabei sind:

E_d der Bemessungswert des jeweiligen Gebrauchskriteriums, z. B. eine am Bauteil gerechnete Verformung oder Rissbreite

C_d der maßgebende Nennwert der geforderten Bauwerks- oder Bauteileigenschaft, z. B. Begrenzung der Durchbiegung bzw. der Rissbreite

Risse im Mauerwerk haben nicht nur Einfluss auf das Erscheinungsbild des Bauwerkes und stellen somit einen ästhetischen Mangel dar, sondern sie beeinträchtigen die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes. Ein offensichtliches Beispiel hierfür sind Trennrisse, die z. B. beim Auftreten im Außenmauerwerk die Behaglichkeit in den betroffenen Räumen beeinflussen können. Bei Rissen im Fassadenmauerwerk dringt z. B. Niederschlagswasser infolge des Kapillarsogs tiefer in die Wand ein, als an allen anderen Stellen. Das führt dazu, dass der Trocknungsprozess der Mauerwerksoberfläche an den Stellen der Risse erheblich mehr Zeit benötigt. Die Verfärbung der feuchten Rissbereiche führt zu unschönen Ansichten und beeinträchtigt das Erscheinungsbild des Bauwerks (Bild 4.3).

Bild 4.3 Feuchtigkeit in Rissen entweicht viel langsamer als von der Oberfläche



Der Einsatz von Spiralankern erfolgt mit dem Ziel, gerissenes und instand gesetztes Mauerwerk wieder zur Aufnahme von Zugkräften zu aktivieren und dadurch die Rissbreite des Risses, der sich an der Stelle des alten Risses unweigerlich wieder einstellt, zu verringern. Die elastische Vernadlung der Rissufer durch die Spiralanker kann bei Entlastung zur vollständigen Rissenschließung beitragen.

Sämtliche Betrachtungen bezüglich der Instandsetzung mittels Spiralankern erfolgen somit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Risse, die darauf hindeuten, dass die Tragfähigkeit des Bauteils beeinträchtigt ist, dürfen nicht mittels Spiralankern verklammert werden!

Das Sicherheitskonzept gewährleistet, dass mit sehr großer Wahrscheinlichkeit der betreffende Grenzzustand nicht überschritten wird, wenn die zutreffenden Bemessungswerte für:

- die Einwirkungen,
- die Baustoffeigenschaften oder
- die Produkt- oder Bauteileigenschaften sowie
- die geometrischen Maße

in einem zutreffenden Bemessungsmodell verwendet werden. Bei den hier angestellten Betrachtungen spielt ausschließlich die Begrenzung der Rissbreite eine Rolle.

Während vor dem Erscheinen der DIN 1053-100 (Mauerwerk – Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts) im September 2007 die Nachweise am Mauerwerk mittels eines globalen Sicherheitsfaktors erfolgten, werden gegenwärtig, auch mit der Einführung des Eurocodes 6, Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite verwendet. Hierbei werden allen wesentlichen Parametern (Materialfestigkeiten, Lasten usw.) eigene Teilsicherheitsbeiwerte direkt zugeordnet.

Dieses Konzept bewirkt zwar, dass die rechnerischen Nachweise umfangreicher werden, die Beurteilung der Sicherheit erfolgt aber realitätsnäher. Vor allem wird deutlich, welchen Einfluss bestimmte Parameter auf das Endergebnis haben.

Das im Abschnitt 9 hergeleitete Bemessungskonzept beruht darauf, dass nach der Instandsetzung einer gerissenen Wand die Rissbreite durch Temperaturänderungen bestimmt wird. Eine Überlagerung mit anderen ständigen und/oder veränderlichen Einwirkungen ist nach Möglichkeit zu vermeiden. Das ist dadurch erreichbar, dass die Bauteile bei der Instandsetzung ein möglichst hohes Alter besitzen, damit Schwindverkürzungen bzw. Setzungen ihr Endmaß erreicht haben.

Der Bemessungswert E_d nach Gl. (4.3) wird auf Grundlage charakteristischer Werte ermittelt:

$$E_d = E_k / \gamma_M \quad (4.3)$$

E_k charakteristischer Wert, z.B. der Rechenwert der Rissbreite w_k als Ergebnis der Auswertung einer Gleichung eines Rechenmodells mit experimentell bestimmten mechanischen Materialkennwerten, z.B. Elastizitätsmodul oder Verbundfestigkeit.

Im Falle der Auswertung einer Gleichung, siehe Abschnitt 9, werden für die Verformungseigenschaften der Materialien Mauerwerk und Spiralanker als charakteristische Werte die Mittelwerte der Elastizitätsmoduln (E_{MW} , E_{SP}) angesetzt. Für die charakteristische Verbundfestigkeit des Mörtels (f_{bm}) wird ebenfalls der Mittelwert verwendet. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M werden mit 1,0 angenommen.

4.4 Vergleiche mit der Bemessung von Stahlbetonbauteilen

Im Vergleich zum Stahlbetonbau ist die statische Berechnung relativ einfach. Sie beschränkt sich auf den Gebrauchstauglichkeitsnachweis für das Mauerwerk mit Spiralankern. Nur bei tieferen Schlitten (> 30 mm bei einer Mindestwanddicke von 300 mm) ist die Standsicherheit der Wand auf herkömmliche Art und Weise zusätzlich nachzuweisen. Als Einwirkungen kommen Zwangdehnungen in Frage, die das Mauerwerk und die Spiralanker dehnen. Die Dehnungen verteilen sich je nach den Steifigkeitsanteilen auf die beiden Komponenten Mauerwerk und Spiralanker.

Spiralanker sind eine Mauerwerksbewehrung, die nachträglich in einer Wand verlegt wird. Durch ihre Verlegung in einem Schlitz wird die bestehende Wand geschwächt. Der horizontale Wandquerschnitt wird dauerhaft um einen Streifen von mindestens 30 mm Breite reduziert. Einige Anbieter empfehlen größere Schlitztiefen bis zu 70 mm ohne Standsicherheitsnachweis für die Wand. Dass die statisch wirksame Schwächung der Wand auch nach dem Verfüllen des Schlitzes mit Ankermörtel erhalten bleibt, wird nicht berücksichtigt. Der Ankermörtel kann sich im Schlitz nicht automatisch unter Spannung setzen. So können durch die Spiralankerverlegung leichtfertig Standsicherheitsprobleme geschaffen werden.

Mit dem Einlegen von Spiralankern erhält das Mauerwerk eine nachträgliche Bewehrung, die Ähnlichkeiten, aber auch Unterschiede zur Stahlbetonbewehrung besitzt. Deshalb kann man die aus dem Stahlbetonbau bekannten Gesetzmäßigkeiten nur

teilweise und nicht ohne kritische Anpassung übernehmen. Die wichtigsten Unterschiede sind:

- Spiralanker sind eine nachträglich verlegte, partielle Bewehrung des Mauerwerks, die innerhalb einer Oberfläche Anfang und Ende hat, während der größere Teil der Mauerwerksfläche unbewehrt ist. Die Bewehrungsstäbe sind im Regelfall nur 1,0 m lang und kreuzen den Riss in einem Abstand von 450 bzw. 550 mm vom jeweiligen Ende. Im Stahlbeton liegt die Bewehrung über die gesamte Oberfläche verteilt, und das bei Stahlbetonwänden fast immer auf beiden Seiten des Bauteils (Bild 4.4).
- Spiralanker werden nur an einer Wandseite verlegt, obwohl es statisch günstiger wäre, sie symmetrisch im Querschnitt anzurichten. Da sie im Bauwerk keine tragende Funktion haben, ist das möglich. Bei einer zweiseitigen Verlegung wird die Wand zusätzlich geschwächt. Deshalb ist das nur bei sehr dicken Wänden oder besser mit einem Standsicherheitsnachweis für die geschlitzte Wand zulässig.



Bild 4.4 Bewehrungsvergleich Stahlbeton – Spiralankerbewehrung in Mauerwerk

- Spiralanker sind eine nachträglich über einen bestehenden Riss hinweg verlegte Bewehrung. Wenn in den Spiralankern Zugkräfte aktiviert werden und sich der Riss wieder etwas öffnet, ist keine Risslast zu überwinden, die im Stahlbeton meist die Mindestbewehrung bestimmt. Der Riss ist zwar nach der Instandsetzung gefüllt, hat aber keine dem ungerissenen Mauerwerk vergleichbare Zugfestigkeit. Lediglich der Ankermörtel im Schlitz muss durch Zugspannungen getrennt werden, was aber bei seiner kleinen Querschnittsfläche nur eine geringe Bedeutung besitzt.
- Spiralanker bestehen im Unterschied zu Stahlbetonbewehrung aus nicht rostendem Stahl und unterliegen im Mauerwerk keiner Korrosionsgefahr. Eine Mindestüberdeckung muss nur für einen einwandfreien Verbund ausreichen. Eine Überdeckung als Korrosionsschutz ist nicht erforderlich.
- Spiralanker sind wegen ihres geringen Querschnitts, des geringeren Elastizitätsmoduls und der mäßigen Verbundfestigkeit als tragende Bewehrung wenig geeignet. Der größte Spiralanker mit einem Nenndurchmesser $d_N = 10 \text{ mm}$ hat eine Querschnittsfläche von 13 mm^2 . Im Vergleich dazu besitzt der genormte Bewehrungsstahl mit dem kleinsten Durchmesser $\varnothing 6 \text{ mm}$ eine Querschnittsfläche von $28,3 \text{ mm}^2$, also mehr als das Doppelte. Die am meisten verwendeten Spiralanker mit dem Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ haben mit 10 mm^2 nur 35 % der Fläche des kleinsten genormten Stabstahls.



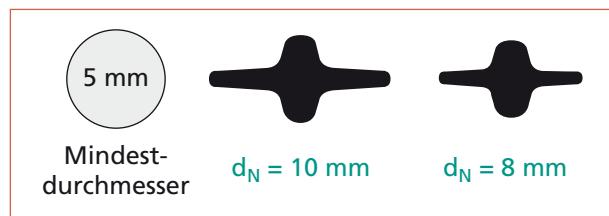
Bild 4.5 Spiralanker haben andere Verbundeigenschaften als Stahlbetonbewehrung

- Bewehrung wird im Stahlbetonbau sowohl für tragende Zwecke als auch zur Rissbreitenbegrenzung benutzt. Spiralanker sind im Mauerwerk für tragende Zwecke kaum geeignet. Eine Rissbreitenbegrenzung ist damit auch nur bedingt möglich. Sie haben die Fläche eines Rundstabes mit etwa 4 mm Durchmesser. Damit kann man weder eine tragende noch eine wirksame rissbreitenbegrenzende Bewehrung konstruieren. Gemauerte Wände mit mindestens 365 mm Dicke (als Mindestdicke empfohlen) sind so steif, dass man mit der schwachen Bewehrung wenig am Trag- und Rissverhalten ändern kann.
- Spiralanker werden über einen Riss hinweg eingebaut mit dem Ziel, die Rissufer elastisch zu fixieren. Deshalb sind sie im Regelfall auch nur einen Meter lang. Im Stahlbetonbau kann man Rissbreiten nur begrenzen, wenn die Rissanzahl erhöht wird. Mehr Risse bedeuten bei gleicher Dehnung eine kleinere Rissbreite am einzelnen Riss.
- Die Mitwirkung des ungerissenen Mauerwerks ist bei Zugbeanspruchung ausdrücklich erwünscht, weil andernfalls die Verbindung mit Spiralankern nicht funktioniert.
- Die anteilige Mauerwerksdehnung links und rechts vom Riss soll einen Teil der eingetragenen Bauteildehnung, z.B. durch Temperaturänderung, übernehmen und dadurch die Spiralanker etwas entlasten.
- Der Verbund zwischen dem Spiralanker und dem Ankermörtel vollzieht sich nach einem anderen Wirkprinzip (Bild 3.25). Bei der Stahlbetonbewehrung besteht der Verbund aus einem Anteil Haftung und einem Anteil Abstützung schräger Druckdiagonalen auf den Querrippen des Bewehrungsstäbes (Bild 3.15).
- Spiralanker haben eine wendelförmige glatte Oberfläche, auf die sich die Druckdiagonalen abstützen müssen. Dadurch entsteht eine Drehbewegung wie bei einer Schraube, durch die Reibungskräfte initiiert werden. Der Formschluss bewirkt einen Widerstand gegen das Herausziehen. Die Haftung ist an der glatten, gezogenen Oberfläche relativ gering, die Verbundfestigkeit ist kleiner als bei Bewehrungsstahl im Stahlbeton.

Spiralanker erfüllen auch nicht die Anforderungen an eine tragende Mauerwerksbewehrung. Dazu sind zwei Voraussetzungen notwendig, die sie nicht erfüllen:

- In Deutschland muss jede tragende Bewehrung genormt sein oder eine Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin besitzen. Diese Voraussetzungen fehlen für alle in Deutschland gegenwärtig auf dem Markt befindlichen Spiralanker. Sie dürfen deshalb nicht für tragende Funktionen eingesetzt werden.
- Bewehrungsstäbe müssen einen Mindestdurchmesser von 5 mm ($A_s = 19,6 \text{ mm}^2$) aufweisen. Die am häufigsten verwendeten Spiralanker mit einem Nenndurchmesser von $d_N = 8 \text{ mm}$ ($A_{SP} = 10 \text{ mm}^2$) erfüllen diese Forderung nicht (Bild 4.6).

Bild 4.6 Querschnitte der gebräuchlichen Spiralanker mit dem Mindestquerschnitt nach Norm



Es muss die normgemäß vorgeschriebene Mindestbewehrung eingehalten werden. In Tabelle 4.1 sind die Werte angegeben. Sie haben für den angegebenen Zweck (Spalten in Tabelle 4.1) jeweils eine eigene Größe. Zum Vergleich: Stäbe $d_N = 8 \text{ mm}$, in jeder 2. Fuge verlegt (= 6 Spiralanker/m) haben eine Querschnittsfläche von $60 \text{ mm}^2/\text{m}$. Eine solche Spiralankerbewehrung ist überdurchschnittlich groß und kommt nur selten zur Anwendung. Meist werden nur 3 oder 4 Stäbe pro Meter Wandhöhe gewählt. Das zeigt, dass die übliche Spiralankerbewehrung für die Instandsetzung gerissenen Mauerwerks die Größe der geforderten Mindestbewehrung nicht erreicht und damit für tragende Zwecke nicht in Frage kommt. Trotzdem wird eine solche Anwendung von Spiralankern auf dem deutschen Markt von einigen Firmen angeboten. Bauherren wird empfohlen, mehrere Angebote einzuholen und dann sachkundig, nicht nur nach dem Preis, zu entscheiden.

Tabelle 4.1 Mindestbewehrung für Mauerwerk nach DIN EN 1992-1-1 in Prozent und für Wanddicken t bzw. \bar{t} von 365 mm und 490 mm in mm^2/m Wandhöhe

Wanddicke t bzw. \bar{t}	Erhöhung der Biege-tragfähigkeit horizontal, je Wandseite	Beschränkung von Rissen	Erhöhung der Tragfähigkeit
prozentual	0,015 %	0,03 %	0,05 %
365 mm	55 mm^2	110 mm^2	183 mm^2
490 mm	74 mm^2	147 mm^2	245 mm^2

4.5 Ansätze und Ergebnisse für die Bemessung

Nach der Verlegung der Spiralanker besitzt die Wand gegenüber dem Zustand mit Rissen ein neues statisches System. Es ist jetzt möglich, Zugkräfte über den Riss hinweg zu leiten, allerdings nicht in der Größe des rissfreien Zustands. Für die Erläuterung des Bemessungsverfahrens soll ein einzelner Riss betrachtet werden, über den hinweg Spiralanker verlegt worden sind (Bild 4.7). Dadurch wird zwar die Rissöffnung bei Bauteilabkühlung nur wenig behindert, aber es entsteht in den Spiralankern eine Zugkraft, die die Annäherung der Rissufer bei Entlastung unterstützt.

Die Einwirkung (»Belastung«) ist eine Temperaturdehnung, die durch benachbarte Bauteile behindert wird. Deshalb ist die Eingangsgröße für die statische Berechnung eine Dehnung.

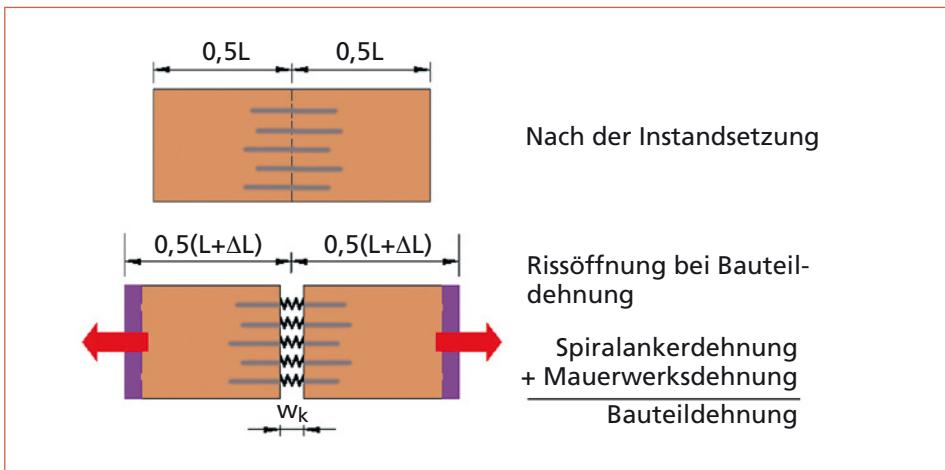


Bild 4.7 Federmodell der Wirkung der Spiralanker bei Bauteilverformung **nach** der Instandsetzung

Bei Zwangbeanspruchungen ist eine Dehnung die einzige Eingangsgröße für die statische Berechnung. In Bild 4.7 ist der prinzipielle Zusammenhang zwischen Bauteildehnung und Rissöffnung schematisch dargestellt. Ein vertikaler Riss wird mit Spiralankern verklammert. Die über den Riss eingebauten Spiralanker liegen zunächst im vollen Verbund mit dem Mauerwerk. zieht sich das Bauwerksteil nach der Instandsetzung erneut zusammen (Abkühlung des Bauteils), wird der Vorgang durch die Spiralanker etwas behindert. Dabei entstehen Dehnungsanteile in den Spiralankern und im Mauerwerk. Die Summe dieser beiden Dehnungsanteile ist gleich der behinderten Bauteildehnung aus Abkühlung.

Die Ableitung der Formeln für das Bemessungsverfahren ist im Abschnitt 9 zu finden. Eingangsgrößen sind:

- die für die Bemessung maßgebende Bauteildehnung ε^F in der Dimension mm/m oder dimensionslos. Sie ist die Zwangdehnung.
- der Mauerwerksquerschnitt A_{MW} , der durch die Spiralanker unter Zugspannungen gerät,
- die Dehnlänge L des Mauerwerks (z. B. jeweils der halbe Rissabstand zu den beiden benachbarten Rissen, (Bild 4.1 und Bild 9.6),
- der Elastizitätsmodul des Mauerwerks E_{MW} für horizontale Zugbeanspruchung,
- der Nenndurchmesser d_N der zu verwendenden Spiralanker,
- das Bewehrungsverhältnis $\rho = A_{SP}/A_{MW}$, üblich als Prozentzahl.

Als Ergebnisse erhält man:

- die Einleitungslänge l_{es} (Grenze: < 400 mm),
- die größte Zugspannung in den Spiralankern $\sigma_{SP,R}$ unmittelbar im Riss (Grenze: < f_{yk} , charakteristische Streckgrenze der Spiralanker),
- die Dehnung des unbewehrten Mauerwerks zwischen den Rissen $\varepsilon_{MW,0}$ (Grenze: < Zugbruchdehnung des Mauerwerks).

Die Formeln sind für zentrischen Zugzwang hergeleitet worden. Da eine Wand fast immer Teil eines Bauwerks ist, kann sie sich bei Ausbildung eines Temperaturgefälles nur bedingt verkrümmen, sodass die Zugkraft zum annähernd zentrischen Verlauf gezwungen wird. Trotzdem ist der zentrische Ansatz eine Näherung gegenüber der exzentrischen Beanspruchung durch ein Temperaturgefälle. Deshalb wurde in einer ergänzenden Variante eine temperaturbedingte Krümmung in grober Näherung dadurch berücksichtigt, dass die Berechnung allein auf die Zugkraft in der Biegezugzone beschränkt wurde. Dazu muss eine fiktive Wanddicke \bar{t} aus dem Temperaturgradienten berechnet werden. Sie wird in die für zentrische Beanspruchung hergeleiteten Formeln eingesetzt. Die Herleitung ist gemeinsam mit einem Berechnungsbeispiel in Abschnitt 9 enthalten.

Die Einleitungslänge l_{es} ist eine Zone mit teilweise gestörtem Verbund (Bild 4.7). Dadurch können sich Stahl und Ankermörtel geringfügig gegeneinander verschieben, was als Rissöffnung wahrnehmbar ist. Das zentrale Problem bei der mathematischen Modellierung ist die Berechnung der Einleitungslänge l_{es} . Sie ist nicht konstant, sondern hängt von der Größe der Zugspannung im Spiralanker ab (Bild 4.7). In dieser Länge muss die Zugkraft über Verbundspannungen an den Ankermörtel abgegeben werden. Je mehr Zugkraft einzutragen ist, umso größer ist diese Länge, da die Verbundfestigkeit begrenzt ist. Die Einleitungslänge ist eine veränderliche Größe.

In der Einleitungslänge dehnen sich Spiralanker und Ankermörtel unterschiedlich. Damit entsteht die Längendifferenz, die der Rissbreite entspricht. Trotz der linearen Ansätze für die Spannungen und den Schlupf ergibt sich für die Einleitungslänge l_{es} eine nichtlineare Abhängigkeit von der Bauteildehnung.

Eine Besonderheit der Spiralankerbemessung besteht darin, dass die »Belastung« keine Kraft, sondern eine Dehnung ist. Erst durch Behinderung der Dehnung entsteht eine Kraft, die bei Zug den Riss wieder öffnet. Das bedeutet, dass

1. sich die Stahlspannung aus der größten Dehnung des Spiralankers im Riss ergibt. Diese Dehnung ist wegen des geringen Bewehrungsgrades nahezu unabhängig von der Spiralankerfläche.
2. bei nahezu konstanter Stahlspannung die Zugkraft über den Riss hinweg mit zunehmender Spiralankerfläche wächst. Das bedeutet, dass die Zugkraft, die die Rissufer wieder zusammenzieht, mit der Anzahl der eingelegten Spiralanker bestimmt werden kann.
3. sich Risse nach einer Bauteilerwärmung nur dann wieder völlig schließen können, wenn nur allein temperaturbedingte Dehnungen auftreten. So können z. B. nach der Instandsetzung noch auftretende Schwindverkürzungen zu feinen, sich nicht mehr völlig schließenden Rissen führen.
4. die Bauteiltemperatur während der Instandsetzung mit Spiralankern unter Beachtung der Mindestverarbeitungstemperaturen für den Ankermörtel möglichst niedrig sein soll. Bei niedrigen Temperaturen ist die noch mögliche Dehnungsdifferenz und damit Rissöffnung kleiner als bei einer höheren Ausgangstemperatur. Optimale Zeiträume für die Verlegung von Spiralankern sind Herbst und Frühjahr bei mittleren Tagestemperaturen um +10°C.

4.6 Auswirkungen ausgewählter Parameter auf die Funktion der Spiralankerverbindung

Die Spiralankerverbindung verhält sich unter verschiedenen Bedingungen unterschiedlich. Um die einzelnen Einflussfaktoren bewerten zu können, sollen die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen vorgestellt werden, bei denen die einzelnen Parameter gezielt variiert werden. Dafür benutzt man Grundwerte, von denen einzelne Werte über einen baupraktisch sinnvollen Bereich variiert werden. Das Ziel besteht darin, zu sehen, wie sich die anderen Größen bei Änderung eines Parameters verhalten.

Variable Werte sind:

- ε^E größte Bauteildehnung, für die die Bemessung durchgeführt wird; der Wert ε^E ist vorzeichenbehaftet anzusetzen, negativ bei Bauteilverkürzung
- L Dehnlänge des Mauerwerks (meist der Rissabstand)
- A_{sp} Querschnittsfläche der Spiralanker pro m Wandhöhe (Grundwert $A_{sp} = 40 \text{ mm}^2$)
- E_{mw} Zug-Elastizitätsmodul des Mauerwerks für Zug in Richtung der Lagerfugen (Grundwert $E_{mw} = 4000 \text{ N/mm}^2$),
- t Wanddicke (Grundwert $t = 365 \text{ mm}$)
- f_{bm} Verbundfestigkeit zwischen Spiralanker und Ankermörtel (Grundwert nach HTWK-Leipzig-Methode gemessen: $f_{bm} = 2,0 \text{ N/mm}^2$)

Konstante Werte sind:

Spiralanker mit Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ von Brutt Saver (von Produkten anderer Hersteller waren keine Werte beschaffbar).

Als Ergebnisse der Parameterberechnungen werden ausgewiesen:

- $\sigma_{sp,R}$ größte Stahlspannung im Riss (Größtwert der Stahlspannung)
- W_k Rechenwert der Rissbreite
- ε_{mw} Mauerwerksdehnung in Richtung der Lagerfugen für den Bemessungslastfall
- l_{es} Einleitungslänge für die Zugkrafteinleitung vom Spiralanker in den Ankermörtel

4.6.1 Auswirkungen der Bauteildehnung ε^E und der Dehnänge L

Im Unterschied zu üblichen statischen Berechnungen ist bei der Spiralankerverbindung eine Dehnung (ε^E) die Eingangsgröße. Sie wird als mittige Dehnung angenommen, die bei Behinderung eine mittige Zugkraft verursacht. Die Spiralanker dienen dazu, dieser Zugkraft einen Widerstand entgegenzusetzen. Die eingetragene Zwangdehnung ist eine dimensionslose, bezogene Größe. Wegen der besseren Anschaulichkeit wird sie auch in der Dimension mm/m oder als Promille angegeben. Die bezogene Dehnung wird als Eingangsgröße für die statische Berechnung aus der unbehinderten Dehnung und aus dem Grad der Behinderung abgeleitet (vgl. Abschnitte 2.1.3 und Gl. (2.2)).

Die bezogene Bauteilverkürzung ε^E und die Dehnlänge L haben maßgebenden Einfluss auf die Rissöffnung und die Stahlspannung. Das Produkt aus beiden Größen ist die Längenänderung ΔL als absolutes Maß:

$$\Delta L = \varepsilon^E \cdot L \quad (4.4)$$

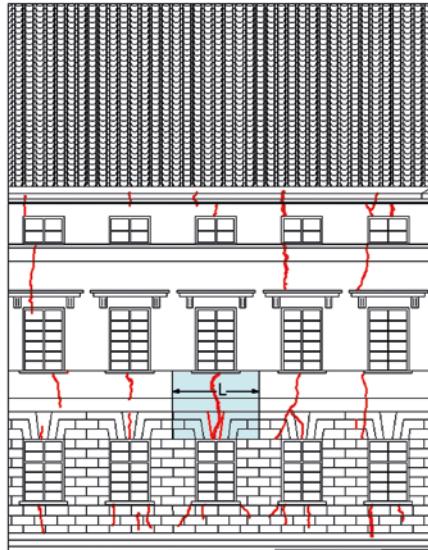
Die absolute Längenänderung ist selbstverständlich der Maßstab für die Beanspruchung der Spiralankerverbindung. Je größer sie ist, umso höher werden die Spiralanker beansprucht. Will man die Beanspruchungen der Spiralanker möglichst begrenzen, dann muss einer der beiden Faktoren ε^E bzw. L des Produktes, Gl. (4.4), verringert werden.

Die Dehnlänge ist manchmal schwierig abzuschätzen. Im einfachsten Fall besteht sie aus den beiden halben Abständen zu den beiden benachbarten Rissen. Bild 4.8 zeigt dafür ein Beispiel.

Das Beispiel veranschaulicht den Wert einer maßstäblichen Risssskizze. Ohne die Skizze wäre die Dehnlängenbestimmung vor Ort etwas mühsamer und ungenauer. Was bei einer Risskartierung zu beachten ist, kann man [7] entnehmen. In Fällen, in denen es z.B. keinen benachbarten Riss gibt, muss man die Dehnlänge des Mauerwerks anders abschätzen. Dazu kann folgende Definition hilfreich sein:

Die Dehnlänge ist die Mauerwerkslänge links und rechts des Risses, die unter Zugspannungen gerät, wenn die eingebauten Spiralanker über einem Riss Zugkräfte übertragen. Die Dehnlänge bezieht sich nur auf diesen Riss.

Bild 4.8 Beispiel für die Bestimmung der Dehnlänge (hellblau hervorgehoben)



Sehr nützlich ist es, die Art und den Ort der Dehnungsbehinderung zu kennen. Bild 4.9 zeigt ein solches Beispiel. Der schräg verlaufende Einzelriss ist durch eine horizontale Verschiebung der beiden Wandteile entstanden. Man erkennt das daran, dass die Lager-

fugen auf beiden Seiten des Risses ohne Höhenversatz in gleicher Höhe liegen. Somit ist ein Setzungsriß ausgeschlossen, denn dieser hätte einen Höhenversatz. Der Riss verläuft durch den unteren Maueranker, der in Höhe der Erdgeschossdecke liegt. Dort muss die horizontale Bewegung durch Schwinden und Abkühlung behindert worden sein. Festzustellen ist das erst durch eine genauere Untersuchung, zu der ein Tragwerksplaner hinzugezogen werden muss.



Bild 4.9 Ausgangspunkt des Risses ist der untere Maueranker, der eine Verformung behindert hat

Die Dehnänge des mitwirkenden Mauerwerks L muss in solchen Fällen anhand der konkreten Situation am Bauwerk sachkündig und einfühlsam abgeschätzt werden.

Wenn an einem Gebäude mehrere Risse sind, ist es nicht notwendig, für jeden Riss eine Dehnänge L zu schätzen. Es genügt, für einen repräsentativen Riss eine (größte) Dehnänge zu bestimmen und die anderen Risse in gleicher Weise zu behandeln. Allgemein gilt, dass die Spiralanker bei kleineren Dehnängen weniger beansprucht werden als bei größeren. Das ist beim Ansatz einer oder mehrerer repräsentativer Dehnängen zu beachten.

Unter Nutzung des Berechnungsmodells Gl. (9.24) und (9.53) des Abschnitts 9 sind in Bild 4.10 die Abhängigkeiten zwischen Stahlspannung $\sigma_{SP,R}$, Dehnänge L und behinderter Wanddehnung ε^E berechnet worden. Die Bauteildehnung muss als die eigentliche »Belastung« einen großen Einfluss auf die Stahlspannung haben. Für eine charakteristische Streckgrenze von 600 N/mm^2 (Brutt saver) ist bei einer behinderten Bauteilverkürzung von $-0,2 \text{ mm/m}$ nur eine Dehnänge von rd. 4 Metern realisierbar. Größere Dehnänge verbieten sich, weil dann die Streckgrenze überschritten wird. Die Folge wäre ein bleibender, sichtbarer Riss nach einem strengen Winter, in dem diese Bauteilverkürzung eintritt. Aus Bild 4.11 ist zu entnehmen, dass die gesamte rechnerische Rissbreite etwa $0,7 \text{ mm}$ beträgt. Dann setzt sie sich aus einem elastischen Teil (Spiralanker und Mauerwerk) sowie einem plastischen Teil (Spiralanker) zusammen. Bei der anschließenden Erwärmung würde der plastische Teil der Dehnung als permanente Rissbreite verbleiben, während sich der elastische Teil wieder schließt.

Mit wachsenden Dehnängen und Bauteildehnungen wachsen auch die rechnerischen Stahlspannungen. Das Bild 4.11 zeigt die Rechenwerte der Rissbreiten unter den gleichen Bedingungen wie in Bild 4.10. Die rechnerischen Rissbreiten sind nahezu linear abhängig von der Dehnänge. Zu beachten ist, dass die Kurven nur bis zum Erreichen der Streckgrenze gelten. Darüber hinaus sind sie unbrauchbar.

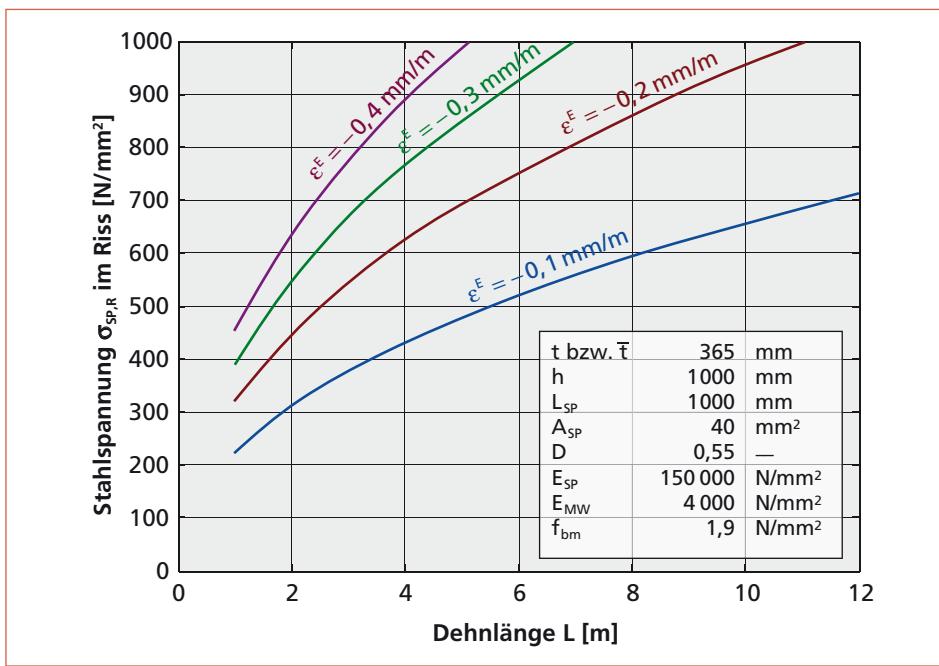


Bild 4.10 Abhängigkeit der größten Stahlspannung von der Bauteildehnung ε^E und der Dehnlänge L

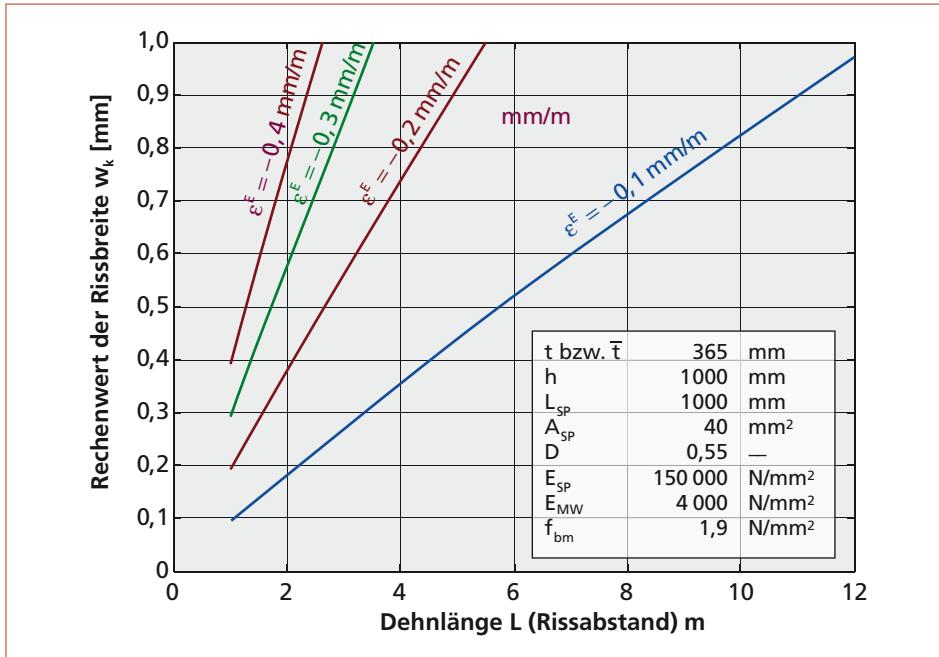


Bild 4.11 Der Rechenwert der Rissbreite bei verschiedenen Bauteilverkürzungen ε^E und Dehnlängen L

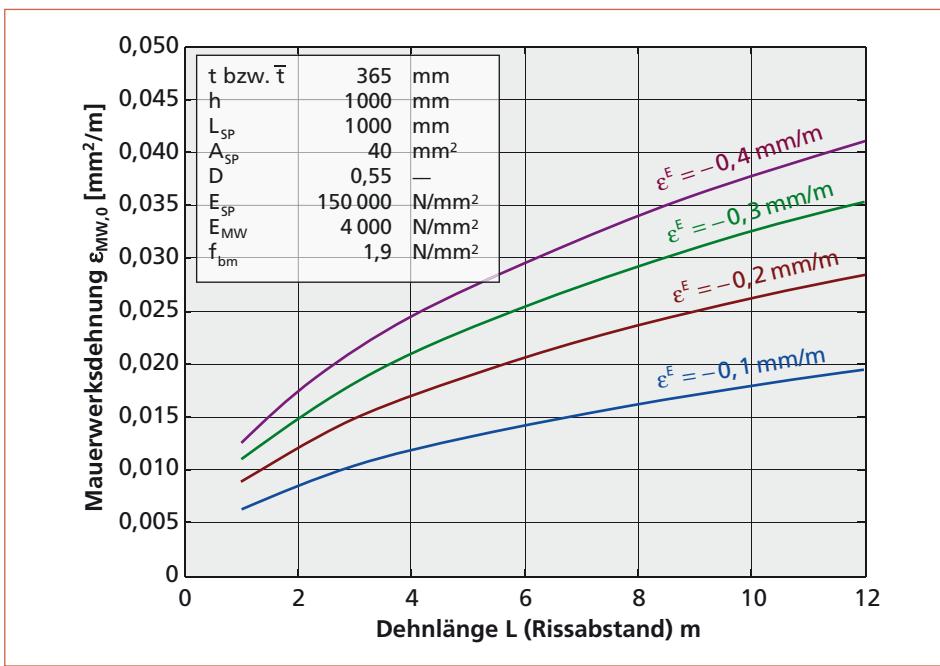


Bild 4.12 Mauerwerksdehnung bei gleichen Bedingungen wie in Bild 4.10

Der Maximalwert der Rissbreite entsteht im Winter bei strengem Frost, also nur wenige Tage oder Wochen im Jahr. Eine Korrosionsgefahr besteht für die Spiralanker wegen des nicht rostenden Stahls ohnehin nicht. Sobald die Lufttemperaturen ansteigen schließt sich der Riss wieder, solange alles im elastischen Bereich bleibt.

In Bild 4.12 ist die maximale rechnerische Mauerwerksdehnung des unbewehrten Bereichs zwischen zwei Rissen unter den gleichen Bedingungen wie in Bild 4.10 und Bild 4.11 dargestellt. Bemerkenswert ist, dass die Mauerwerksdehnung selbst bei einer Bauteilverkürzung von $-0,4 \text{ mm/m}$ und einer Dehnlänge von 12 m mit $\epsilon_{MW} = 0,042 \text{ mm/m}$ nur etwa halb so groß ist, wie die Zugbruchdehnung ($0,1 \text{ mm/m}$). Ein neuer Riss kann deshalb nicht entstehen.

4.6.2 Auswirkungen der Dehnlänge L des Mauerwerks

Die Dehnlänge bildet in Verbindung mit der Bauteildehnung die eigentliche Beanspruchung der Spiralanker. Das Produkt aus Dehnlänge L und Bauteildehnung ϵ^E ist im unbewehrten Mauerwerk gleich der Rissbreite. Große Rissbreiten sind auch mit Spiralankern nicht beherrschbar. In solchen Fällen helfen nur Bewegungsfugen.

In Bild 4.13 ist ein Beispiel abgebildet, bei dem eine Rissverklammerung mit Spiralankern technisch nicht funktionstüchtig wäre, weil die Stahlspannungen über die Streckengrenze hinaus beansprucht würden. Eine Bogenbinderhalle hat ein 90 m weit gespanntes Dach mit Stahlfachwerkbindern. Der Giebel ist eine gemauerte Konstruktion mit einem durchgehenden 60 m langen Fensterband, das ihn in zwei horizontale Teile teilt.

Die beiden Enden des Giebels sind Teile von Kopfbauten (Mauerwerk, Stahlbeton), die für den Giebel zwei steife Scheiben darstellen (Bild 4.14). Das untere Band ist durch zwei Toröffnungen unterbrochen, das obere hat eine Gesamtlänge von 90 m mit veränderlicher Höhe und ohne Bewegungsfugen. Dort, wo das Fensterband endet, ist auch die kleinste Querschnittshöhe im oberen, gekrümmten Mauerwerksband, und dort sind zwei vertikale Risse entstanden. Die Rissursache ist eine behinderte Wandverkürzung infolge von Schwinden und Abkühlung. Die Halle ist nicht beheizt. Die Maße des Giebels der Halle sind in Bild 4.14 angegeben. In diesem Fall beträgt die Dehnlänge

$$L = 60,00/2 + \text{ca. } 5 \text{ m} \approx 35 \text{ m.}$$

Der Giebel besteht aus einer 250 mm dicken Wand aus Ziegelmauerwerk, die von innen mit einer Skelettkonstruktion (Stahl, Stahlbeton) ausgesteift ist.

Eine Abkühlung um beispielsweise 20 Kelvin bedeutet für das 90 m lange Ziegelmauerwerk eine rechnerische, unbehinderte Verkürzung um 11 mm. Eine solch große Längendifferenz ist mit Spiralankern nicht mehr beherrschbar. Die Berechnung der Stahlspannungen mit den Werten des Beispiels (Wanddicke $t = 240 \text{ mm}$ und mit $\varepsilon^E = -0,26 \text{ mm/m}$) ergibt eine Stahlspannung von über 700 N/mm^2 , die nicht mehr zulässig ist. Die verklammerten Risse wären bereits nach dem ersten strengen Winter wieder sichtbar.



Bild 4.13 Giebelansicht der Halle mit Rissen an beiden Seiten des Fensterbandes (Pfeile)

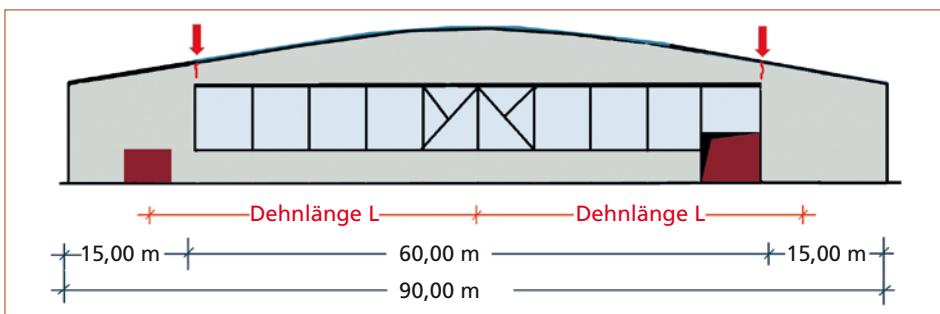


Bild 4.14 Schemazeichnung des Giebels mit wichtigen Maßen und der Dehnlänge

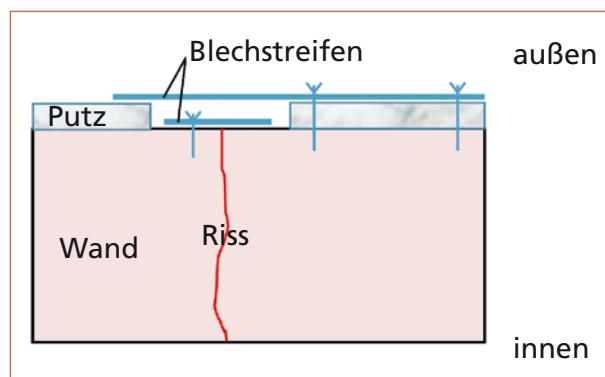


Bild 4.15 Vertikallriss am rechten Ende des Fensterbandes mit Spuren eines älteren, vergeblichen Instandsetzungsversuchs

Die Spuren früherer Instandsetzungsversuche zeigen, dass hier auch andere bewährte Mittel, wie das Einbetten eines Kunststoffgitters in den Putz, versagen (Bild 4.15).

Ein Instandsetzungsvorschlag ohne Bewegungsfuge ist hier nur eine Kompromisslösung. Die Fuge hätte einen Eingriff in das bestehende statische System bedeutet, den man an bestehenden, über 50 Jahre alten Gebäuden nicht macht. Zu erwähnen ist, dass für dieses Gebäude keine technischen Unterlagen verfügbar waren. So wurde vorgeschlagen, die beiden Risse zu belassen und sie durch ein Metallband abzudecken, das die gegenseitige Verschiebung der Rissufer zulässt (Bild 4.16). Der Putz wird beiderseits des Risses streifenförmig freigelegt. Über dem Riss wird ein Blechstreifen (nicht rostender Stahl) an einem Rissufer direkt auf dem Mauerwerk befestigt. Ein zweiter, breiterer Blechstreifen wird auf dem anderen Rissufer auf dem Putz befestigt. So ist eine gegenseitige Rissuverschiebung möglich. Der Riss ist vor Schlagregen geschützt, und ggf. zwischen die Blechstreifen eingedrungenes Wasser kann allein ablaufen.

Bild 4.16 Horizontalschnitt durch die vorgeschlagene Lösung einer Abdeckung



4.6.3 Auswirkungen des Mauerwerks-Elastizitätsmoduls und der Wanddehnung

Nach Bild 3.4 kann der Mauerwerks-Elastizitätsmodul Werte von 500 N/mm^2 (Porenbeton) bis $16\,000 \text{ N/mm}^2$ (Kalksandstein) annehmen. Für die einzelnen Steinarten sind die Wertebereiche sehr unterschiedlich. Mit abnehmendem Elastizitätsmodul wächst die Mauerwerksdehnung, die Spiralanker werden mehr entlastet und die Stahlspannung verringert sich gegenüber einem höheren Elastizitätsmodul.

Bild 4.17 zeigt die Beziehung zwischen Mauerwerks-Elastizitätsmodul und Stahlspannung. Je größer der Elastizitätsmodul ist, umso geringer sind die Unterschiede für die angegebenen Wanddicken. Bei einem Wert von $E_{MW} = 4000 \text{ N/mm}^2$ – das ist der für die Parameteruntersuchung benutzte Wert – beträgt die Stahlspannung:

für eine Wanddicke von $t = 240 \text{ mm}$: 606 N/mm^2 und
für eine Wanddicke von $t = 615 \text{ mm}$: 624 N/mm^2 .

Die Werte unterscheiden sich nur geringfügig. Nur bei niedrigen Elastizitätsmodulwerten entstehen nennenswerte Unterschiede. Für einen Elastizitätsmodul von 1000 N/mm^2 beträgt die Stahlspannung:

für eine Wanddicke von $t = 240 \text{ mm}$: 525 N/mm^2 und
für eine Wanddicke von $t = 615 \text{ mm}$: 590 N/mm^2 .

Bei dem kleineren Elastizitätsmodul von 1000 N/mm^2 ist die Stahlspannung gegenüber dem Elastizitätsmodul von 4000 N/mm^2 wesentlich geringer (87 bzw. 95 %).

Die gleiche Tendenz ist bei der Mauerwerksdehnung zu sehen (Bild 4.18). Die größten Mauerwerksdehnungen entstehen bei kleinem Elastizitätsmodul des Mauerwerks. Bei einem Elastizitätsmodul von 4000 N/mm^2 (hier für die Beispielrechnungen angewandt) beträgt die Mauerwerksdehnung

für eine Wanddicke von $t = 240 \text{ mm}$: $\epsilon_{MW} = 0,025 \text{ mm/m}$ und
für eine Wanddicke von $t = 615 \text{ mm}$: $\epsilon_{MW} = 0,010 \text{ mm/m}$.

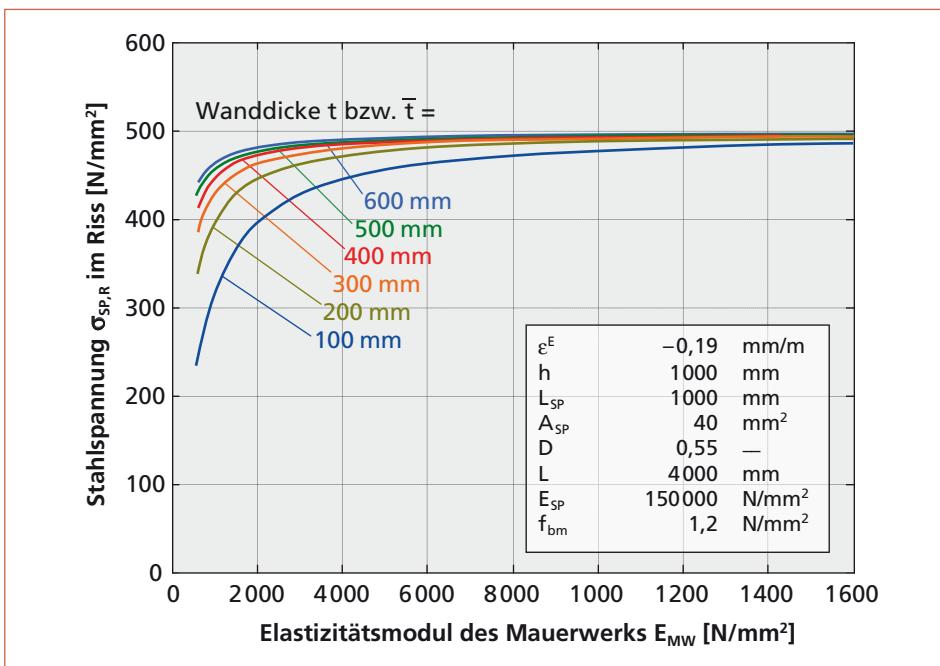


Bild 4.17 Stahlspannung in Abhängigkeit vom Mauerwerks-Elastizitätsmodul

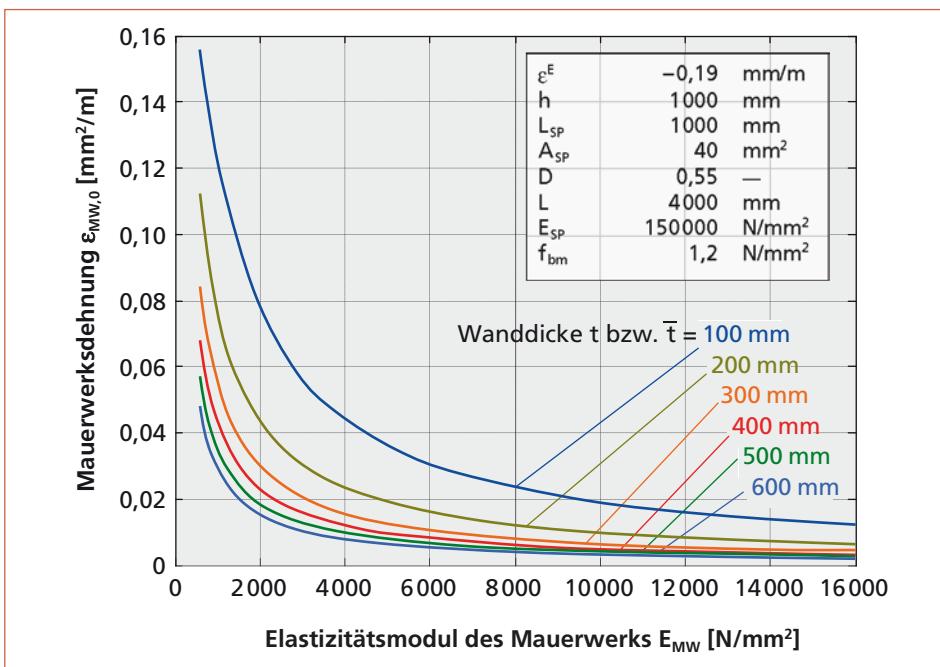


Bild 4.18 Mauerwerksdehnung $\varepsilon_{MW,0}$ in Abhängigkeit vom Mauerwerks-Elastizitätsmodul E_{MW}

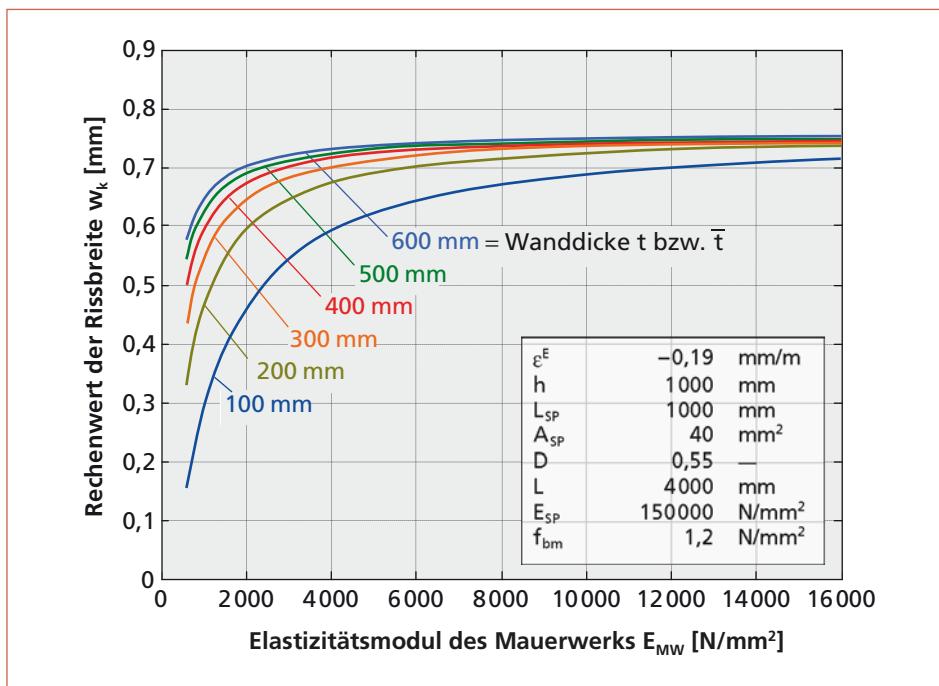


Bild 4.19 Rechenwert der Rissbreite w_k in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Mauerwerks

Gegenüber der Bruchdehnung des Mauerwerks von 0,1 bis 0,15 mm/m sind das sehr kleine Werte. Lediglich bei einem Elastizitätsmodul von 500 bis 1000 N/mm² (Porenbeton) kann die Zugbruchgrenze erreicht werden. Wie schon bei Bild 4.12 sieht man auch in Bild 4.18, dass die Gefahr, die Zugbruchdehnung des Mauerwerks zu erreichen, in der überwiegenden Zahl der Fälle nicht besteht. Lediglich bei kleinen Werten des Elastizitätsmoduls (unter 1000 N/mm²) kann eine solche Gefahr bestehen.

Der Rechenwert der Rissbreite wächst bei E-Modul-Werten über 5000 N/mm² nur unwesentlich an (Bild 4.19). Bei den kleinen E-Modul-Werten werden die Rechenwerte der Rissbreiten mit abnehmendem E-Modul ebenfalls kleiner.

4.6.4 Auswirkungen der Bewehrungsfläche

Die Bewehrungsfläche wird häufig auf die Querschnittsfläche des bewehrten Mauerwerks bezogen. Man nennt diesen Quotienten den Bewehrungsgrad $\rho = A_{SP}/A_{MW}$ und gibt ihn als Prozent- oder Promille-Zahl an. In Tabelle 4.2 sind die Bewehrungsverhältnisse für eine 365 mm dicke Wand im Normalformat angegeben, bei der die Fugen mit Stäben von Null bis 12 Stück mit $d_N = 8$ mm belegt sind. Bei Belegung aller 12 Lagerfugen beträgt das Bewehrungsverhältnis $\rho = 0,329\%$. Das ist viel geringer als ein durchschnittliches Bewehrungsverhältnis im Stahlbeton.

Das Verhältnis der Dehnsteifigkeiten ist noch geringer. Unter Dehnsteifigkeit versteht man das Produkt aus der Querschnittsfläche, multipliziert mit dem Elastizitätsmodul.

Älteres, durchschnittliches Ziegelmauerwerk hat einen Zug-Elastizitätsmodul von z.B. 2500 N/mm², Spiralanker haben einen Elastizitätsmodul von 150000 N/mm². Die Dehnsteifigkeiten betragen bei einer Mauerwerksdicke von 365 mm:

$$\begin{aligned} EA_{MW} &= 365 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 2500 \text{ N/mm}^2 \\ &= 912\,500\,000 \text{ N} \\ &= 913 \text{ MN für 1 m Wandhöhe} \\ EA_{SP} &= 12 \text{ Stück} \cdot 10 \text{ mm}^2 \cdot 150\,000 \text{ N/mm}^2 \\ &= 18\,000\,000 \text{ N} \\ &= 18 \text{ MN für 1 m Wandhöhe.} \end{aligned}$$

Das Verhältnis der Dehnsteifigkeiten beträgt für die gewählte Mauerwerksdicke von 365 mm:

$$EA_{MW} / EA_{SP} = 912\,500\,000 / 18\,000\,000 = 51/1.$$

Wenn die gleichen Spiralanker nur in jede 3. Fuge gelegt werden, verändert sich das Verhältnis der Steifigkeiten auf 152/1!

Diese Betrachtung zeigt, dass beide Teile der Verbindung ein recht ungleiches Paar sind. Die Vorstellung, dass die Spiralanker eine nachträgliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite im Mauerwerk sind, ist angesichts der Zahlen wie die Redewendung zu betrachten, ob der Hund mit dem Schwanz wedelt oder der Schwanz mit dem Hund. Sie haben selbst bei ungewöhnlich reichhaltiger Anordnung nur einen geringen Einfluss auf die Rissbreite, wenn sich das Bauteil abkühlt. Spiralanker mit üblichen Abständen von rd. 300 mm können die Dehnung einer 1 Stein oder 1½ Steine dicken Wand nicht nennenswert behindern, die dickerer Wände noch weniger. Die Berechnung für die Standardwerte soll das belegen. Bild 4.20 zeigt die Veränderung des Rechenwertes der Rissbreite in Abhängigkeit von der eingelegten Spiralankerfläche.

Die Variationsbreite reicht von der Spiralankerfläche $A_{SP} = 0$ bis $A_{SP} = 120 \text{ mm}^2$, d.h. dass sich in jeder Horizontalfuge ein Spiralanker (Normalformat) befindet. Das ist eine extreme, ungewöhnliche Bewehrungsmenge. Unter diesen ungewöhnlichen Bedingungen ist festzustellen:

- Ohne Spiralanker beträgt die rechnerische Rissbreite 0,78 mm (100 %) bei einer Wanddicke $t = 365 \text{ mm}$.
- Bei 120 mm² pro Meter, also bei einem Stab in jeder Lagerfuge, beträgt die rechnerische Rissbreite 0,65 mm (83 %) bei gleicher Wanddicke.

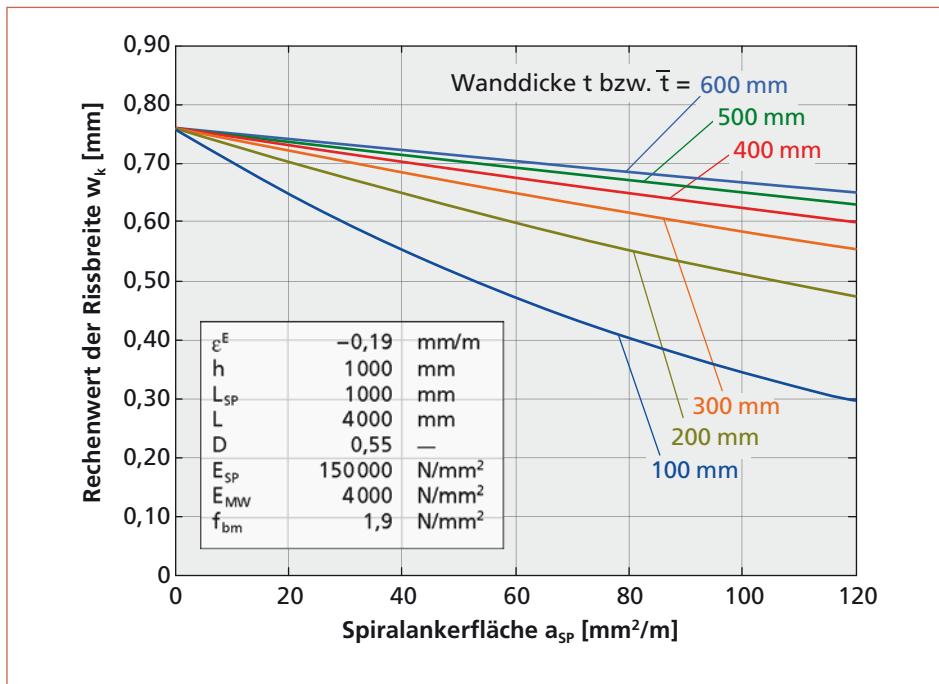


Bild 4.20 Rechenwert der Rissbreite w_k in Abhängigkeit von der Spiralankerfläche a_{sp}

Bei einer sehr reichlichen, aber noch praxisnahen Bewehrung (ein Stab in jeder 2. Lagerfuge, $A_{sp} = 60 \text{ mm}^2$) beträgt der Rechenwert der Rissbreite 0,71 mm (91 %).

Die Zahlen zeigen, dass der Unterschied zwischen einer sehr hohen Bewehrung und keiner Bewehrung überraschend gering ist. Eine Rissbreitenbegrenzung wie im Stahlbetonbau ist bei den kompakten Abmessungen der Wände und dem geringen Bewehrungsgrad bzw. extremen Steifigkeitsunterschieden der beiden Materialien nicht möglich. Wenn unter realen Bedingungen die Rechenwerte der Rissbreite nur um höchstens 10 % verringert werden können, dann ist das ein nahezu unwirksames Mittel zur Rissbreitenbegrenzung.

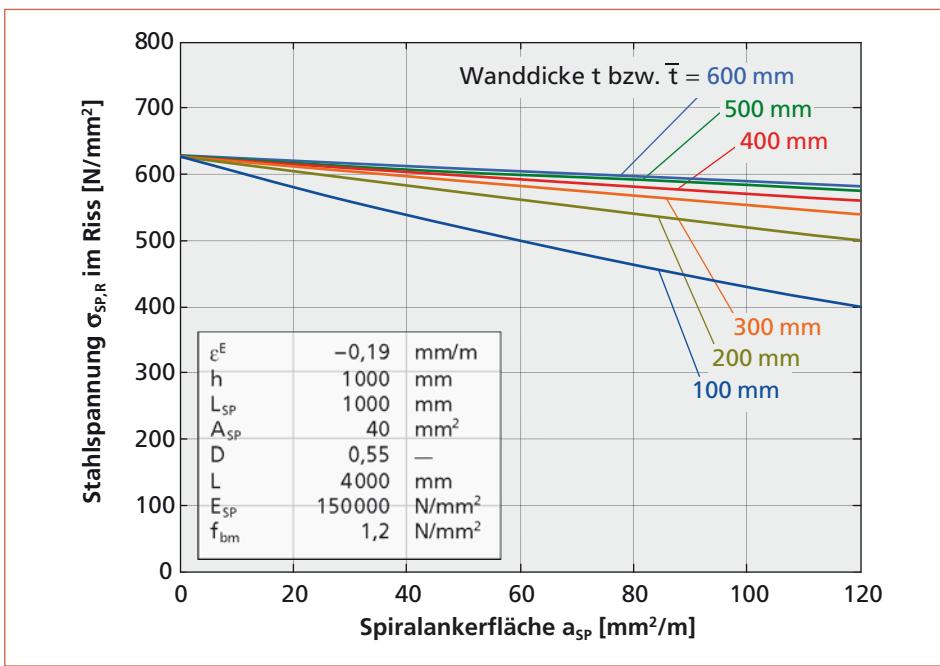


Bild 4.21 Stahlspannung $\sigma_{sp,R}$ in Abhängigkeit von der Spiralankerfläche a_{sp}

Es erhebt sich die Frage, welche Aufgabe die Spiralanker eigentlich erfüllen sollen. Bei einer Bauteilabkühlung behindern sie die Rissöffnung etwas, was praktisch kaum nutzbar ist. Dabei entsteht eine Zugspannung in den Spiralankern, die eine Rückstellkraft hervorruft. Ihr Wert kann aus der Spiralankerspannung multipliziert mit der Stahlfläche bestimmt werden. Die Zugspannung in den Spiralankern hängt fast nur von der eingetragenen Dehnung ab – hier im Beispiel die Mauerwerksdehnung von 0,26 mm/m. Deshalb sind die Stahlspannungen fast konstant, also nahezu unabhängig von der Spiralanker- und der Mauerwerksfläche. Im Bild 4.21 ist das deutlich sichtbar. Die Kurven verlaufen fast parallel zur horizontalen Achse, die die Spiralankerfläche angeibt und liegen sehr dicht beieinander.

Die Wirkung der Spiralanker besteht darin, dass sie mit ihrer Zugkraft das vollständige Schließen des Risses begünstigen. Die Zugkraft kann man mit der Anzahl der Spiralanker wirksam beeinflussen. Da Spannung und Dehnung in den Spiralankern fast nicht von ihrer Anzahl abhängen, steigt die Zugkraft praktisch proportional zur Anzahl der Spiralanker.

Die rechnerische Zugkraft zwischen den Rissufern beträgt nach Bild 4.22 für das vorliegende Beispiel mit einer Wanddicke von $t = 356$ mm:

für eine Anzahl von 3 Spiralankern pro Meter 19 kN,
für eine Anzahl von 6 Spiralankern pro Meter 36 kN.

Das sind bemerkenswerte Kräfte, die bei der Entlastung infolge einer Erwärmung der Wand wieder auf Null zurückgehen und dann die Rissufer aneinander drücken.

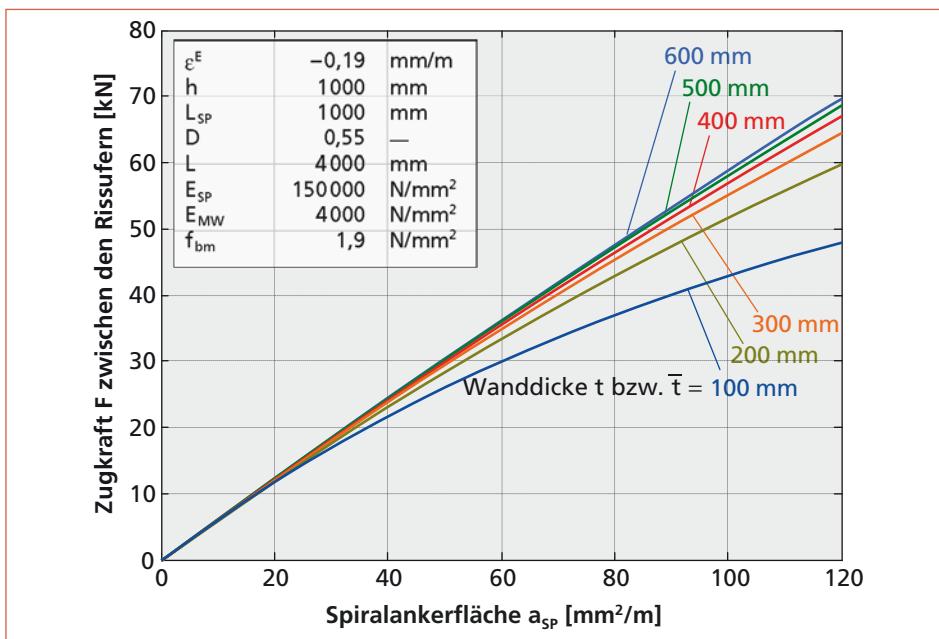


Bild 4.22 Zugkraft zwischen den Rissufern in Abhängigkeit von der Spiralankerfläche

In Tabelle 4.2 ist die Spiralankerfläche in anschauliche Größen umgerechnet worden. Die Querschnittsflächen pro m Wandhöhe sowie das Bewehrungsverhältnis sind angegeben. Für Berechnungen benötigt man nur die Gesamtfläche der Spiralanker im Querschnitt, für die praktische Handhabung Stückzahlen und Abstände.

Tabelle 4.2 Stahlflächen für einen Wandabschnitt von 1 m einer 365 mm dicken Wand bei einem Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$

Anzahl		Abstand für Normalformat	Fläche A_{sp}	Bewehrungsverhältnis für $t = 365 \text{ mm}$ $r = A_{sp}/A_{MW}$
12 Stück	jede Lagerfuge	83 mm	120 mm ²	0,329 %
6 Stück	jede 2. Lagerfuge	167 mm	60 mm ²	0,164 %
4 Stück	jede 3. Lagerfuge	250 mm	40 mm ²	0,110 %
3 Stück	jede 4. Lagerfuge	333 mm	30 mm ²	0,082 %

4.7 Formeln für die Nachweise und für die Bemessung

Folgende Gleichungen werden zur Berechnung bzw. zu Nachweisen am mit Spiralankern bewehrtem Mauerwerk verwendet:

Zur Berechnung der Einleitungslänge l_{es} :

$$l_{es} = -\frac{\alpha_E \cdot \rho_b}{2 \cdot (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)} \cdot L + \sqrt{\left(\frac{\alpha_E \cdot \rho_b}{2 \cdot (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)} \cdot L \right)^2 - \frac{E_{SP} \cdot D}{f_{bm}} \cdot \frac{\varepsilon^E}{(1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \cdot (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)} \cdot L} \quad (9.53)$$

Zur Berechnung der Längsnormalkraft F infolge Zwanges:

$$F = l_{es} \cdot f_{bm} \cdot \frac{A_{SP}}{D} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \quad (9.46)$$

Zur Berechnung der Stahlspannung:

$$\sigma_{SP,R} = \frac{F}{A_{SP}} \quad \text{Tabelle 9.1}$$

Zur Berechnung des Rechenwerts der Rissbreite:

$$w_K = \frac{f_{bm}}{E_{SP}} \cdot \frac{l_{es}^2}{D} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \quad (9.41)$$

Zur Berechnung der Mauerwerksdehnung:

$$\varepsilon_{MW,0} = \frac{F}{E_{MW} \cdot A_{MW,b}} \quad \text{Tabelle 9.1}$$

Sämtliche Annahmen und Herleitungen zu diesen Gleichungen sind im Abschnitt 9 enthalten.

5 Der Mauerschlitz – ein mögliches Standsicherheitsrisiko für die Wand

5.1 Einschränkende Bestimmungen in Anlehnung an die DIN EN 1996-1-1 (Eurocode 6) und DIN EN 1996-1-1/NA (Nationaler Anhang zu EC 6)

Die DIN EN 1996-1-1 gilt gemäß Pkt. 1.1 Anwendungsbereich »für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauwerken bzw. Teilen davon, die mit unbewehrtem, bewehrtem, vorgespanntem oder eingefasstem Mauerwerk ausgeführt werden.« Sie gilt also für Neubauten. Für bestehende Bauwerke kann man sie sinngemäß anwenden. Für die Behandlung von Schlitzen in bereits bestehendem und auch in älterem Mauerwerk ist eine buchstabentreue Anwendung der Norm technisch nicht möglich und auch nicht notwendig, weil Spiralanker nicht beim Neubau von Bauwerken, sondern nur in bereits bestehende Bauwerke eingebracht werden. Es ist üblich, den Schlitz in die Lagerfugen einzubringen (Bild 5.1, links).



Bild 5.1 Schlitz in der Lagerfuge (links) und ein breiterer Schlitz (rechts), Fotos: Desoi GmbH

Wichtige Merkmale der Schlitze sind:

Die Schlitzhöhe: Schlitze sollten nach Möglichkeit in die Lagerfuge eingebracht werden. Damit beträgt die Schlitzhöhe bei Steinen mit Normalformat 12 mm, bei älterem Mauerwerk auch 10 mm.

Die Schlitztiefe: Die Schlitztiefe soll im Regelfall nie mehr als 30 mm betragen, weil so kein Standsicherheitsnachweis für die Wand erforderlich ist (Mindestwanddicke 365 mm). Bei Schlitztiefen über 30 mm ist immer ein Standsicherheitsnachweis für die geschwächte Wand zu führen.

Die Schlitzlänge: Die normale Schlitzlänge beträgt 1,05 m, um die 1,0 m langen Stäbe verlegen zu können.

Der Schlitzversatz: Durch den Schlitzversatz wird die Eintragung der Horizontalkräfte durch die Spiralanker auf einen Bereich von 100 mm verteilt.

Tabelle 5.1 Vorschlag für Grenzabmessungen, bei denen eine Schlitztiefe von 30 mm ohne Nachweis der Standsicherheit zulässig ist (nach DIN EN 1996-1-1/NA)

Wanddicke t	Horizontale und schräge Schlitze, nachträglich hergestellt			
	Schlitzlänge		max. Schlitz- tiefe $t_{ch,v}$	Abstand der Schlitze
	unbeschränkt	$\leq 1250 \text{ mm}^a)$		
300 bis 364 mm	20 ^{b)} mm	30 mm	30 mm	untereinander:
über 365 mm	20 ^{b)} mm	30 mm	30 mm	\geq Schlitzbreite

a) Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen $\geq 490 \text{ mm}$
b) Die Tiefe darf um 10 mm erhöht werden, wenn Werkzeuge verwendet werden, mit denen die Tiefe genau eingehalten werden kann.

Die DIN EN 1996-1-1/NA grenzt die Schlitzgeometrie folgendermaßen ein:

»Horizontale und schräge Schlitze sind für eine gesamte Schlitztiefe von maximal dem Wert $t_{ch,h}$ ohne gesonderten Nachweis der Tragfähigkeit des reduzierten Mauerwerksquerschnitts auf Druck, Schub und Biegung zulässig, sofern eine Begrenzung der zusätzlichen Außermittigkeit in diesem Bereich vorgenommen wird. Klaffende Fugen infolge planmäßiger Außermittigkeit der einwirkenden charakteristischen Lasten (ohne Berücksichtigung der Kriechausmitte und der Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung) dürfen rechnerisch höchstens bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts entstehen.«

In DIN EN 1996-1-1/NA sind die maximalen Schlitztiefen $t_{ch,h}$ enthalten, für die in Deutschland unter den genannten Bedingungen kein Standsicherheitsnachweis geführt werden muss. Unterschieden wird zwischen der Schlitzlänge bis 1250 mm (für Spiralanker von 1 m Länge typisch) und für längere Schlitze. Der kurze Schlitz bis zu 1,25 m Länge darf um 10 mm tiefer ausgeführt werden als der lange. Nach DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-1-1/NA sind Schlitze mit einer Schlitztiefe von $t_{ch,h} = 30 \text{ mm}$ (Mindesttiefe für Spiralanker) erst ab einer Wanddicke von 365 mm ohne Standsicherheitsnachweis zulässig. Diese Schlitztiefe ist auch bei längeren Horizontalschlitzen zulässig, wenn man Präzisionswerkzeug verwendet. Sollte man in dünneren Wänden Spiralanker verlegen wollen, ist immer ein Standsicherheitsnachweis zu führen. In Mauerwerk aus Langlochziegeln sind keine Schlitze zulässig.

Die Schlitztiefe $t_{ch,h} \leq 30 \text{ mm}$ ist auch für Schlitze mit unbegrenzter Länge zulässig, wenn die Schlitztiefe sehr genau durch Verwendung eines Präzisionswerkzeugs eingehalten werden kann. Tabelle 5.1 ist ein Auszug aus der Tabelle NA 20 der DIN EN 1996-1-1/NA für Wanddicken ab 365 mm. Es wird empfohlen, Wände mit einer geringeren Dicke als 365 mm grundsätzlich statisch nachzuweisen, bevor geschlitzt werden darf.

Bild 5.2 zeigt eine vermörtelte Fuge (= Mauerschlitz), in der ein Spiralanker verlegt ist. Der Spiralanker liegt trotz der geringen Schlitztiefe von rd. 30 mm gut eingebettet im Ankermörtel.

Bild 5.2 Spiralanker in einer geschlitzten Fuge, zur Veranschaulichung nicht völlig gefüllt
(Foto: Ruberstein GmbH)

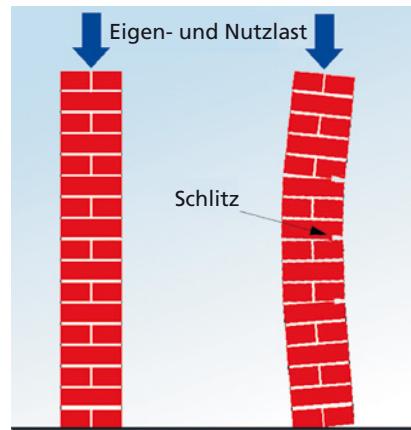


5.2 Das potenzielle Standsicherheitsproblem

Einseitige horizontale Schlitze im Mauerwerk bedeuten eine Querschnittsverringerung und eine Außermittigkeit mit erhöhten vertikalen Beanspruchungen. Nachträglich ins Mauerwerk eingebaute Schlitze können folgende ungünstige Wirkungen haben:

- Außermittige Verringerung der Querschnittsabmessungen und damit Erhöhung der Beanspruchungen,
- Entstehung von nicht geplanten Außermittigkeiten und zusätzlichen Biegespannungen,
- Herabsetzung der Knicklast durch Querschnittsschwächung und zusätzliche Außermittigkeiten (Bild 5.3).

Bild 5.3 Horizontale Schlitze in einer gemauerten Wand bedeuten Exzentrizität und ggf. Verlust der Standsicherheit



Schlitte sind eine dauerhafte Querschnittsschwächung. Auch wenn der Ankermörtel den Schlitz wieder völlig verschließt, ist eine Lastumlagerung auf den Mörtel nicht mehr möglich. Wenn die Schlitze fertiggestellt sind, hat sich ein gegenüber der ungeschwächten Wand neuer Gleichgewichtszustand mit erhöhten Spannungen im geschwächten Querschnitt eingestellt. Werden die Schlitze mit dem Ankermörtel gefüllt, ändert sich an diesem Gleichgewichtszustand nichts. Erst wenn zusätzliche Lasten eingetragen

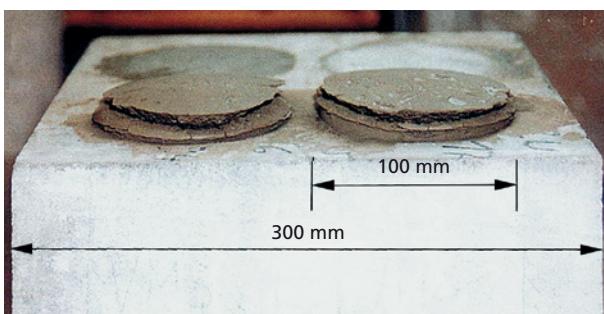


Bild 5.4 Kernbohrungen, gefüllt mit Quellmörtel nach dem Quellen

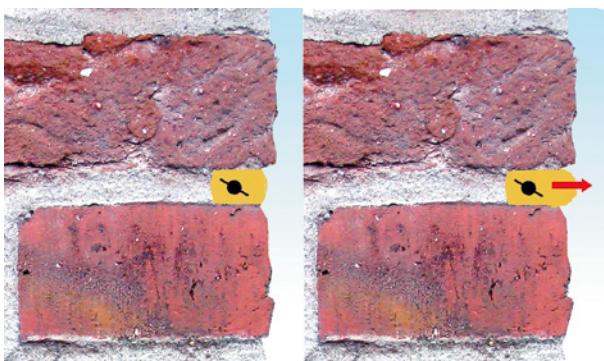


Bild 5.5 Quellmörtel im Schlitz – vor und nach dem Quellvorgang (schematisch)

werden, erhält auch der Spiralankermörtel eine vertikale Druckbelastung, die nur durch die zusätzliche Last verursacht wird.

Einige Anbieter von quellfähigem Mörtel glauben, dieses Defizit durch einen quellfähigen Spiralankermörtel ausgleichen zu können. Das ist ein Trugschluss. Der Quellmörtel sucht den Weg des geringsten Widerstands und quillt immer dorthin, wo die Volumenvergrößerung am einfachsten möglich ist und nicht oder wenig behindert wird. In Bild 5.4 sieht man, wie Kernbohrungsöffnungen mit Quellmörtel gefüllt wurden, um sie flüssigkeitsdicht gegenüber umweltgefährdenden Flüssigkeiten zu machen. Der Quelldruck sollte die Abdichtung unterstützen. Der Mörtel hat wenig gegen die zylindrischen Wandungen gedrückt und ist nach oben ausgewichen, wo seine Ausdehnung nicht behindert wurde. Die Bohrungen sind mit dem Quellmörtel nicht abgedichtet worden.

Im Bild 5.5 weicht der Quellmörtel in Richtung der freien Seite der Fuge aus. Der Quellmörtel übt nur einen geringen Druck auf die Ober- und Unterseite der Lagerfuge aus, ist aber nicht in der Lage, Lasten aus dem Mauerwerk wieder in die alte Lastabtragungsrichtung umzulagern. Man muss sich also bewusst sein, dass die Mauerwerksschlitzte eine dauerhafte Schwächung der Wand darstellen, auch im gefüllten Zustand der Schlitzte. Quellmörtel kann hierbei keine Abhilfe schaffen.

In Prospekten der Anbieter für Spiralankersysteme findet man häufig die Empfehlung, die Mauerwerksschlitzte bis zu 70 mm tief zu schneiden, in einigen Fällen auch noch tiefer. Das ist leichtfertig, wie die folgende Betrachtung zeigt. In dem maßstäblichen Bild 5.6 sind die Auswirkungen eines Mauerschlitzes auf den vertikalen Druckspannungszustand zahlenmäßig zu sehen. Verglichen wird die ungeschlitzte Wand mit einer gleichmäßigen,

konstanten Spannungsverteilung (100 %) mit der geschlitzten Wand (Wanddicke 365 mm) bei gleicher Belastung. Die Schlitztiefe wird mit 50 mm angenommen. Die Randspannung am Schlitz erhöht sich rechnerisch mit den angegebenen Zahlen auf 171 %. Die gewählten Abmessungen sind durchschnittliche Maße, die häufig vorkommen. Wenn der Schlitz nur 30 mm tief ist, beträgt die Spannung nach Bild 5.6 nur noch 140 %. Das ist der Wert, der nach DIN EN 1996-1-1 ohne Nachweis der Standsicherheit zulässig ist.

Im Bild 5.7 ist die verallgemeinerte Darstellung des Problems für andere Wanddicken und Schlitztiefen dargestellt. Es ist aus einer ebenen Betrachtung des Problems entstanden. Eine räumliche Betrachtung der Querschnittsschwächung lässt ein etwas günstigeres Bild erwarten. Eine solche Untersuchung steht noch aus.

Bild 5.6 Spannungsverteilung im ungestörten (links) und im geschlitzten Bereich (rechts)

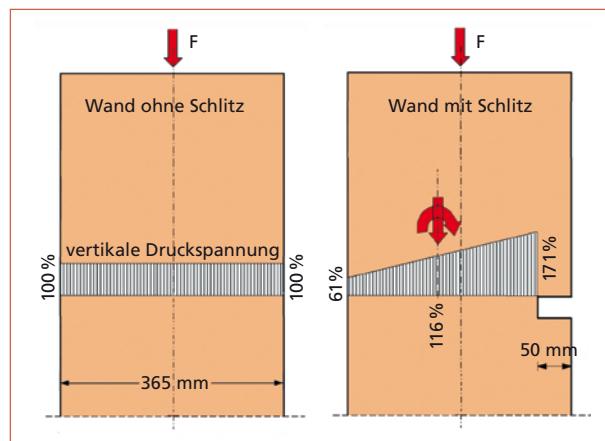
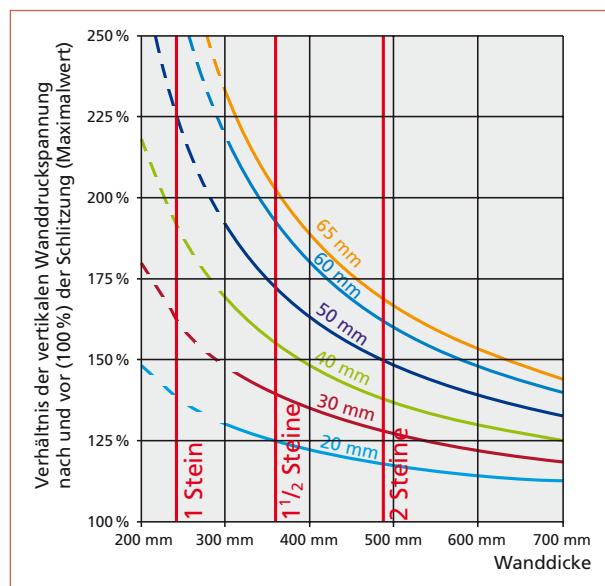


Bild 5.7 Randspannungs-erhöhung durch die horizontale Schlitzung des Mauerwerks in Abhängigkeit von der Wanddicke



Die zahlenmäßige Auswirkung der Außermittigkeit auf die Spannungserhöhung zeigt das Diagramm Bild 5.7. Es gilt für Schlitztiefen von 20 (nur zum Vergleich) bis 65 mm und für Wanddicken von 300 bis 700 mm.

5.3 Spiralanker an Ecken und Rändern

Wegen der dauerhaften Querschnittsschwächung des Mauerwerks durch den Schlitz sind einige Regeln einzuhalten. Grundsätzlich gilt, dass die Schlitze einen Abstand von etwa 500 mm vom Rand einer Wand oder einer Wandöffnung haben sollen. Wenn ein Riss so nah am Rand liegt, muss er eine ungewöhnliche Ursache haben, die man kennen sollte, bevor man sich für die Verwendung von Spiralankern entscheidet. In Bild 5.8 sieht man um die Gebäudeecke geführte Schlitze, die für die Verlegung von Spiralankern vorbereitet sind. Nach der Mauerwerksnorm dürfen Schlitze nur bis zu einem Abstand von 490 mm an einen Mauerwerksrand herangeführt werden. Da der vertikale Riss näher an der Ecke verläuft, hat man sich hier abweichend von der Norm für ein Herumführen um die Ecke entschieden.



Bild 5.8 Um eine Ecke geführte Spiralanker

6 Konstruktionsregeln

6.1 Spiralankeranwendung möglichst mit ingenieurtechnischer Beratung

Die Instandsetzung von gerissenem Mauerwerk mit Spiralankern ist eine einfache und auch dem Laien einleuchtende technische Lösung. Es scheint daher überflüssig zu sein, Ingenieurwissen anzufordern. Bei genauerer Betrachtung ist das aber nicht ganz so einfach. Folgende Umstände sind bei der Konstruktion zu beachten:

Jede Anwendung von Spiralankern ist mit einem Eingriff in ein vorhandenes Bauwerk und damit in das statische System verbunden mit dem Ziel, es zu verändern. Die Auswirkungen eines derartigen Eingriffs auf das Bauwerk kann nur ein Fachmann abschätzen, der das Verformungsverhalten und ggf. Standsicherheitsgefährdungen beurteilen kann.

Die für die Verlegung von Spiralankern notwendigen horizontalen Schlitze im Mauerwerk bedeuten wie schon erläutert eine Querschnittsschwächung der Wand, die auch nach dem Vermörteln des Schlitzes dauerhaft als Schwächung wirkt. Das ist so, weil es keine Lastumlagerung vom Mauerwerk zurück auf den Ankermörtel mehr gibt. Auch mit einem Quellmörtel ist das nicht möglich.

Die Spiralankeranwendung ist nur dort sinnvoll, wo die zeitabhängigen Verformungen abgeschlossen sind. Man kann von einem Handwerker nicht die Beurteilung der Rissursachen und die Folgen eines Eingriffs in das statische System verlangen. Er hat außer seiner Berufserfahrung nur wenige Voraussetzungen dafür. Das Argument, dass noch nie etwas passiert ist, wenn das so »wie immer« gemacht wird, kann ein bequemer Selbstbetrug sein. Natürlich haben die Spiralanker einen gewissen Anwendungsspielraum, in dem sie zuverlässig funktionieren. Dazu gehört auch der Parameter »Bauteildehnung«. Er wird häufig nicht ausgeschöpft, weil Wintertage mit dauerhaft niedrigeren Temperaturen als -20°C oder darunter im überwiegenden Teil Deutschlands sehr selten vorkommen (vgl. Tabelle 2.1). Das heißt, dass die Verbindung mit Spiralankern meist in einem mittleren Beanspruchungsbereich arbeitet und nur an wenigen Tagen in mehrjährigem Abstand nennenswert beansprucht wird.

In Bild 6.1 ist die Rissbreitenänderung nach der Instandsetzung analog zu Bild 1.5 dargestellt. Das Füllmaterial des Risses ist rot gezeichnet. Zum Instandsetzungszeitpunkt (z. B. bei einer Bauteiltemperatur von $+10^{\circ}\text{C}$) ist der Riss spaltfrei gefüllt. Im Winter bei sehr tiefer Bauteiltemperatur öffnet er sich zu einem kleinen Spalt, im mittleren Bild an der rechten Rissseite schwarz gezeichnet. Im Sommer dehnt sich das Mauerwerk aus und schiebt die Rissufer zusammen. Das Füllmaterial wird gedrückt und der Riss ist völlig geschlossen. Für das Füllmaterial sind Druckbeanspruchungen kein Problem, während Zugbeanspruchungen nur bis zu einem gewissen Grad ohne Schaden aufnehmbar sind. Elastisches Rissfüllmaterial kann Dehnungen bis zu höchstens 15 % seiner Länge in Dehnungsrichtung ertragen. Bei zu großer Dehnung reißt es von der Risswandung ab, was als bleibender feiner Riss wahrgenommen wird.

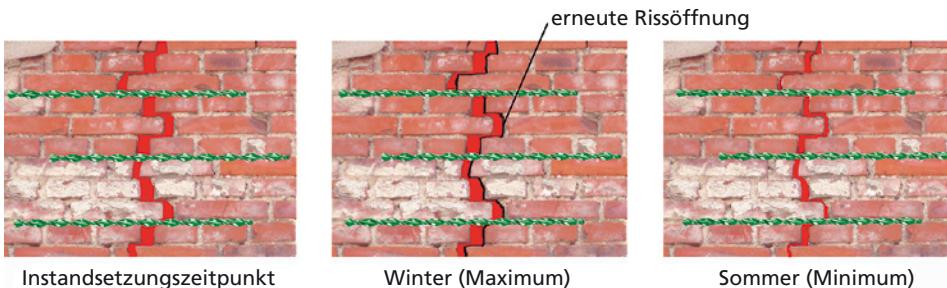


Bild 6.1 Rissbreitenänderungen bei einem mit Spiralankern verklammerten Riss



Bild 6.2 Vergleich eines Wandausschnitts vor der Instandsetzung (links) und zwei Jahre mit strengen Wintern danach (rechts)

Ein wenig bekanntes, aber wirksames Element der Instandsetzung mit Spiralankern ist die Wahl des günstigsten Instandsetzungszeitpunkts. Je kleiner die Differenz der mittleren Wandtemperaturen zwischen Instandsetzungszeitpunkt und Temperaturminimum ist, umso weniger Dehnung erfahren die Spiralanker. Entsprechend gering ist damit auch die erneute Rissöffnung in einem strengen Winter.

Bild 6.2 zeigt den gleichen Fassadenausschnitt unmittelbar vor und zwei Jahre nach der Instandsetzung, beide bei 8 bis 10°C Lufttemperatur. Das Foto wurde aus einer Entfernung von rund 7 m aufgenommen. Im rechten Foto ist zweifellos ein feiner Riss vorhanden, den man bei dieser Entfernung nach der Instandsetzung nicht sehen kann. Erst aus einer Entfernung von 0,60 bis 0,70 m erkennt man nach zwei strengen Wintern einen sehr feinen Haarriss. Die Beschreibung zu diesem Bauvorhaben ist in [9] zu finden. Das Bauwerk ist fast 200 Jahre alt und hat keine aktuellen Setzungen mehr. Hier trifft zu, dass die einzigen Zwangverformungen durch Änderung der Lufttemperatur verursacht werden. Nach der Instandsetzung, die von einem sehr einsichtigen Bauherrn auf Empfehlung des beratenden Ingenieurs in die Herbst- und Frühlingsmonate verlegt wurde, waren an der Fassade mit vorher vielen auffälligen Rissen keine Risse mehr zu

Bild 6.3 Sehr feiner Haarriss im Gebäudesockel, der nur mithilfe des alten Rissbildes zu finden ist



finden. Erst wenn man die alten Rissbilder zu Hilfe nahm und wusste, wo man suchen musste, waren die feinen Risse zu finden (Bild 6.3). Es ist sicher, dass solche feinen Risse auch in anderen Bereichen der Fassade zu finden sind. Sie sind unvermeidbar, weil man die Temperaturdehnungen nicht »abschalten« kann. Eine Spiralankerverbindung kann die temperaturbedingte Dehnung nicht verhindern.

6.2 Die für die Bemessung maßgebende Bauteildehnung möglichst realistisch einschätzen

Das Ziel der Bemessung einer Spiralankerverbindung ist es, eine dauerhaft funktionsfähige Rissüberbrückung zu gewährleisten. Zur richtigen Anwendung von Spiralankern als nachträgliche Mauerwerksbewehrung gehört es, die auch nach der Instandsetzung noch wirksame Bauteildehnung möglichst klein zu halten. Das ist durch vier Maßnahmen möglich:

Der Instandsetzungszeitpunkt wird zeitlich soweit hinausgeschoben, dass die zeitabhängigen Verformungen (Rissursachen) abgeklungen sind. Dazu gehören Schwind-, Kriech- und Setzungsverformungen. Unter durchschnittlichen Bedingungen dauert das von wenigen Wochen bis zu 3 bis 4 Jahren. Bei Setzungsdifferenzen als Rissursache kann es unter ungünstigen Bedingungen auch viel länger dauern, was der Schiefe Turm von Pisa anschaulich beweist (Baubeginn 1193).

Der Instandsetzungszeitpunkt wird innerhalb des vorgesehenen Jahres so gewählt, dass die Differenz zwischen den Bauteiltemperaturen zum Zeitpunkt der Instandsetzung und des Temperaturminimums möglichst klein ist. Günstigste Instandsetzungszeiträume sind der Spätherbst und der zeitige Frühling. Die Bauteiltemperaturen dürfen allerdings nicht tiefer absinken als die Mindest-Verarbeitungstemperatur des Ankermörtels (nach Herstellerangaben meist 5 bis 8 °C).

Außerdem bedarf es einer möglichst genauen Untersuchung der Beanspruchungen. Die Temperaturminima sind nicht standardisierbar und können sich lokal unterscheiden. Wenn man im konkreten Fall genauere Ausgangsdaten hat, kann man unter den

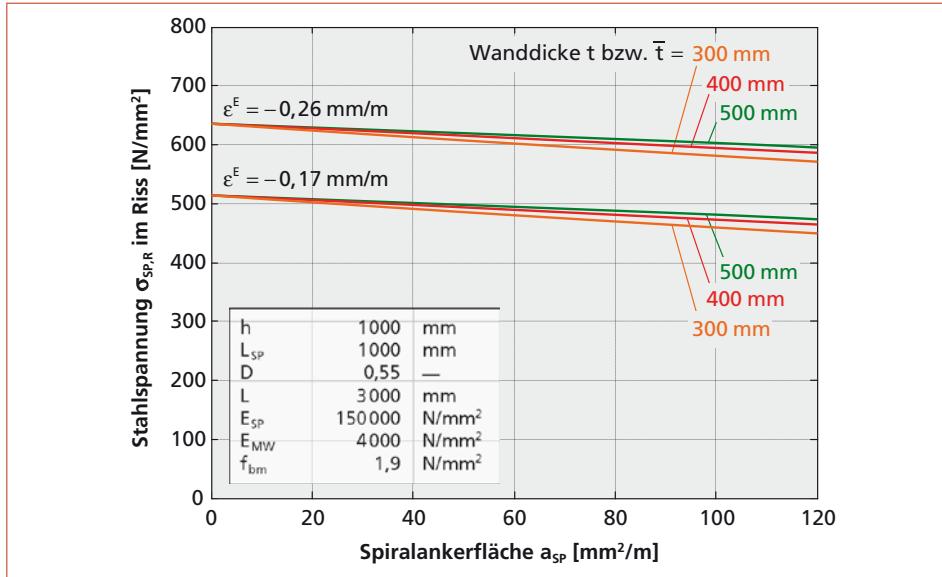


Bild 6.4 Vergleich der Stahlspannungen bei Bauteildehnungen von $\varepsilon^E = -0,26 \text{ mm/m}$ (oben) und $\varepsilon^E = -0,17 \text{ mm/m}$ (darunter)

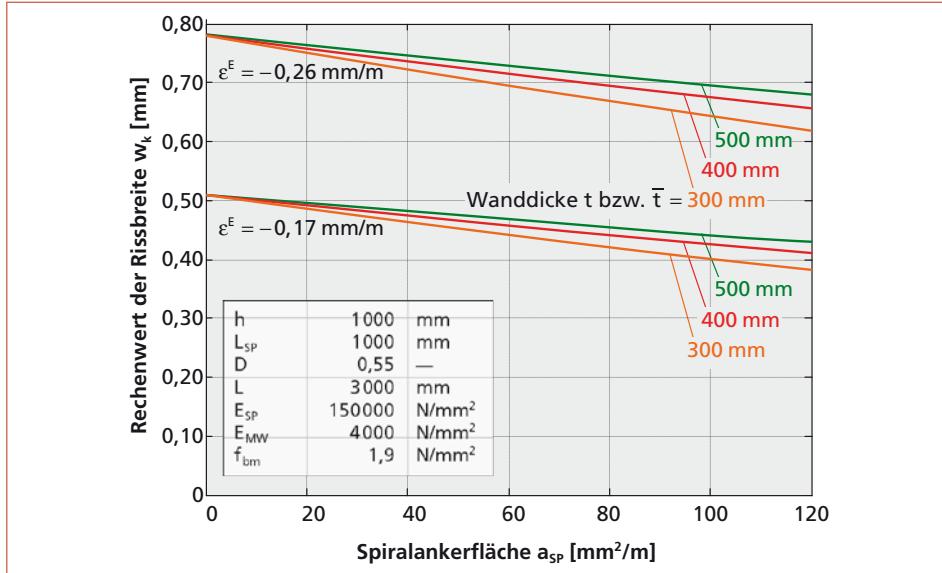


Bild 6.5 Vergleich der Rechenwerte der Rissbreite bei Bauteildehnungen von $\varepsilon^E = -0,26 \text{ mm/m}$ (oben) und $\varepsilon^E = -0,17 \text{ mm/m}$ (darunter)

konkreten Bedingungen die Zwangdehnungen zuverlässiger bestimmen. Das kann zu einer geringeren Bauteildehnung ε^E führen, wenn die Wetterdaten und die Angaben zur Innentemperatur reduziert werden können. Die Dehnlänge L soll möglichst genau bestimmt werden, weil so auch noch eine kleine Reserve erschlossen werden kann.

Bild 6.4 und Bild 6.5 zeigen die Ergebnisse einer Vergleichsrechnung für die Bauteildehnungen $\varepsilon^E = -0,26 \text{ mm/m}$ und $\varepsilon^E = -0,17 \text{ mm/m}$ für Stahlspannung und Rechenwert der Rissbreite. Mit $L = 3,00 \text{ m}$, $f_{bm} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ und $E_{MW} = 4000 \text{ N/mm}^2$ wurden die bisher verwendeten Parameter benutzt.

Der folgende Zahlenvergleich bezieht sich auf eine Spiralankerfläche von $A_{SP} = 40 \text{ mm}^2$ (4 Stück $d_N = 8 \text{ mm}$ pro Meter Wandhöhe) und eine Wanddicke von 365 mm. Aus beiden Diagrammen ergeben sich Vergleichswerte nach Tabelle 6.1.

Die Tabelle zeigt, dass die Wahl des Instandsetzungszeitraums großen Einfluss auf das Ergebnis hat. Deshalb ist dem Bauherrn zu empfehlen, die Instandsetzung mit Spiralankern in den Herbst oder in das zeitige Frühjahr zu legen, um diese Möglichkeit nutzen zu können.

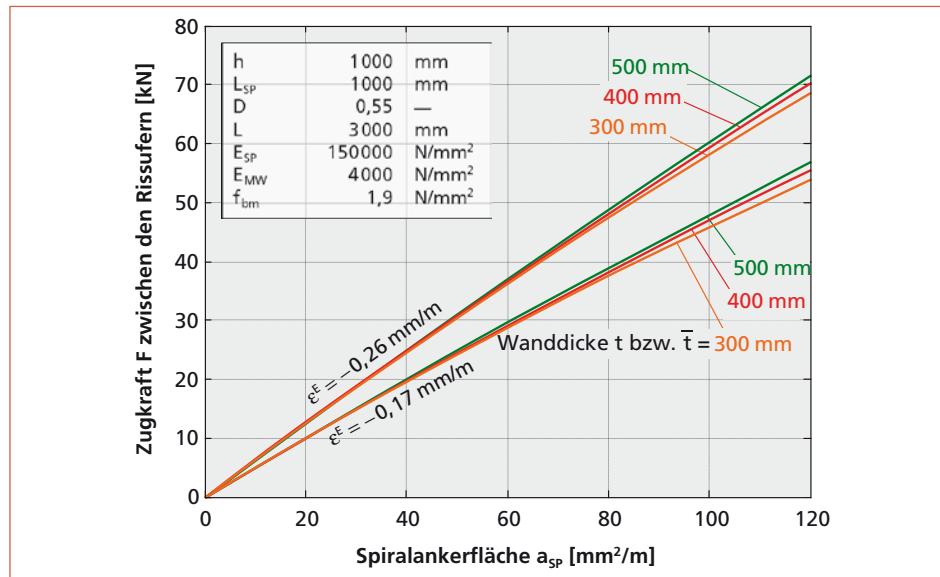


Bild 6.6 Vergleich der Entwicklung der Zugkraft zwischen den Rissen in Abhängigkeit von der Spiralankerfläche für Bauteildehnungen von $\varepsilon^E = -0,26 \text{ mm/m}$ (oben) und $\varepsilon^E = -0,17 \text{ mm/m}$ (darunter)

Tabelle 6.1 Vergleich der Stahlspannung und des Rechenwertes der Rissbreite für eine Bauteiltemperatur bei der Instandsetzung von 10°C ($\varepsilon^E = -0,17 \text{ mm/m}$) und 20°C ($\varepsilon^E = -0,26 \text{ mm/m}$).

	$\varepsilon^E = -0,17 \text{ mm/m}$	$\varepsilon^E = -0,26 \text{ mm/m}$	Vergleich
Stahlspannung $\sigma_{SP,R}$	494 N/mm ²	616 N/mm ²	125 %
Rechenwert der Rissbreite w_k	0,47 mm	0,73 mm	155 %

6.3 Bauliche Durchbildung

6.3.1 Vorzugsnenndurchmesser

Versuchsergebnisse aus dem Jahr 2008 [2] haben gezeigt, dass von den drei angebotenen Spiralankergrößen die beiden Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ und $d_N = 10 \text{ mm}$ besser geeignet sind als die Nenndurchmesser $d_N = 6 \text{ mm}$. Deshalb werden seitdem diese beiden Nenndurchmesser für die Instandsetzung von gerissenem Mauerwerk empfohlen, vorzugsweise der Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$.

Die Verlegung der Spiralanker in den Lagerfugen des Mauerwerks ist die einfachste und am häufigsten verwendete Variante. Da die Lagerfuge nach Norm bei Normalformat und Normalmörtel 12 mm hoch ist, ist der Nenndurchmesser von $d_N = 8 \text{ mm}$ der am besten geeignete Stabnenndurchmesser. Er hat einen umschreibenden Durchmesser von 8 mm und damit in der Lagerfuge mindestens 2 mm Spielraum nach allen Seiten. In DIN EN 1996-1-1 (Eurocode 6) ist für Mauerwerksbewehrung im Abschnitt 8.2.4 gefordert, dass »die Bewehrung nur so groß sein darf, dass sie einwandfrei in den Mörtel oder Füllbeton eingebettet werden kann«. Das ist mit $d_N = 8 \text{ mm}$ auch für eine Lagerfugenhöhe von 10 mm bei älteren Gebäuden realisierbar.

Auszugsversuche haben gezeigt [1], dass bei 30 mm Schlitztiefe und 450 mm Verankerungslänge eine zuverlässige Verankerung bis kurz vor der Bruchlast möglich ist. Bei einem Nenndurchmesser von $d_N = 10 \text{ mm}$ verringert sich der Spielraum zwischen Stahl und Schlitzwandung auf 1 mm. Bei älterem Mauerwerk mit einer planmäßigen Lagerfugenhöhe von nur 10 mm ist das technisch nicht mehr möglich, ohne die Lagerfuge etwas breiter zu schneiden. Die Einbettung des Spiralankers in den Mörtel wäre sonst nicht vollständig möglich. Deshalb wird empfohlen, grundsätzlich mit dem Nenndurchmesser $d_N = 8 \text{ mm}$ zu arbeiten. Die Parameterberechnungen haben gezeigt, dass die Spiralankerfläche von untergeordneter Bedeutung für Stahlspannung und Rissbreite ist (vgl. auch Bild 6.4 und Bild 6.5). Die Spiralankerfläche bestimmt lediglich die Zugkraft, die auf die Rissufer wirkt und sie wieder zusammenziehen will. Je mehr Spiralankerfläche eingelegt wird, umso größer ist diese Zugkraft bei gleicher Stahldehnung.

6.3.2 Verlegerichtung

Bewehrungs- und Kraftrichtung sollen übereinstimmen

In Bild 6.7 sind zwei Schrägrisse dargestellt. Der Riss im rechten Foto ist ein echter Schrägriss. Er ist durch eine schräge Zugkraft entstanden, die eine horizontale und eine vertikale Komponente infolge von Setzungsdifferenzen besaß. Man erkennt das am Verlauf der Lagerfugen auf beiden Seiten des Risses. Während sich im linken Bild durch die Rissöffnung nur die Lagerfuge horizontal verschob, hat sie im rechten Bild einen vertikalen Versatz. Er ist lediglich durch eine vertikale Kraftkomponente möglich. Die Rissursachen sind wahrscheinlich eine horizontale, behinderte Schwindverformung in Verbindung mit einer Setzungsdifferenz. Man wird auch in diesem Fall die Spiralanker horizontal in den Lagerfugen verlegen, allerdings erst, wenn die Setzungen und das Schwinden abgeklungen sind. Dann wirkt allein die Temperaturverformung.

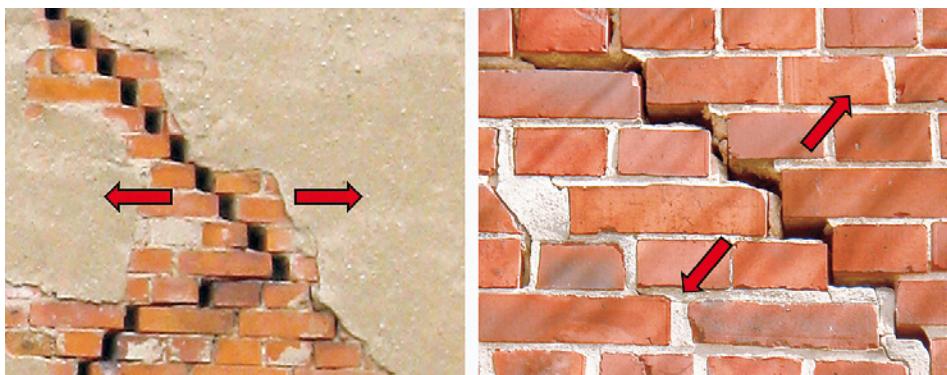


Bild 6.7 Ein »schräger« Vertikalriss (links) und ein echter Schrägriss (rechts)

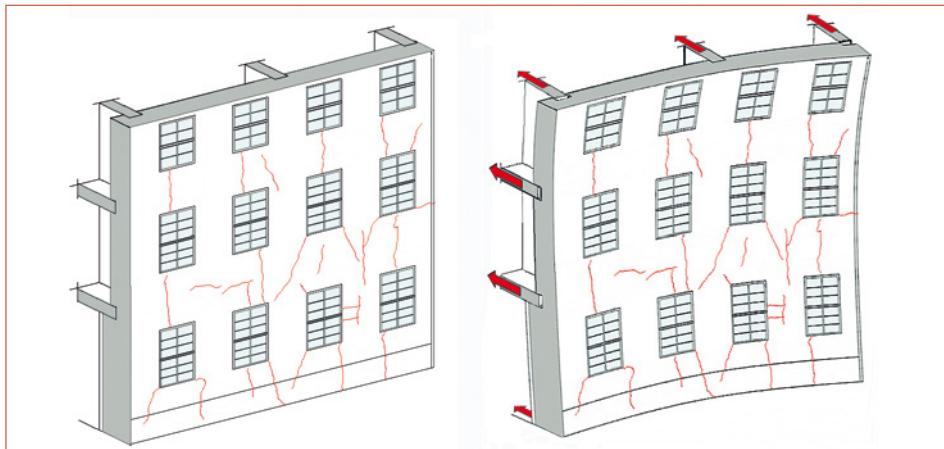


Bild 6.8 Verwölbung der Fassade im Winter bei unbehinderter (rechts) und behinderter Verformung mit einem realen Rissbild

Vertikale Risse in Fassaden entstehen bei Behinderung horizontaler Zwangverformungen der Wand am Fundament und in der behinderten Verwölbung der Fassade infolge einer Temperaturdifferenz zwischen innen und außen durch ihre Verbindung mit den Decken (Bild 6.8).

Spiralanker mit horizontalem Versatz verlegen

Die Spiralanker werden in der Wandfläche nicht genau übereinander, sondern um 50 mm gegeneinander versetzt verlegt. So entsteht ein Versatz zwischen den Enden zweier benachbarter Stäbe von 100 mm. Das Verlegeschema ist in Bild 6.9 dargestellt. Für das Versatzmaß entsteht so eine Länge von 100 mm. Das bedeutet, dass die 1 m langen Stäbe in der Teilung 450/550 mm über den Riss gelegt und jeweils geschwenkt werden. Das gilt auch für einen schrägen Rissverlauf, der eigentlich eine Summe von vertikalen Rissabschnitten mit Steinhöhe ist (vgl. Bild 3.4 und Bild 6.7). In diesem Fall gibt es durch den schrägen Verlauf einen natürlichen Versatz von 50 mm.

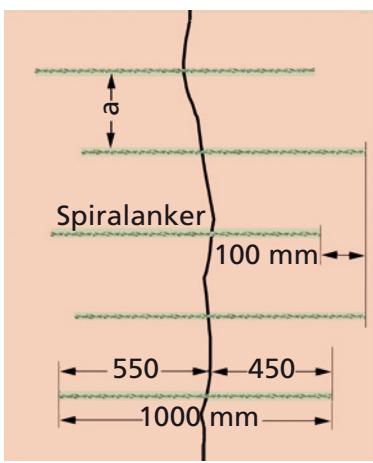


Bild 6.9 Schema der Spiralankerverlegung im Mauerwerk mit einem gegenseitigen Versatz von 100 mm nach beiden Seiten

Durch das Versatzmaß soll gewährleistet werden, dass die zu verankernde Zugkraft nicht in einer vertikalen Linie, sondern in einer Zone mit der Breite des Versatzmaßes eingetragen wird. Bei einem Versatzmaß von 100 mm liegt der Riss nicht in der Mitte des Stabes sondern bei 450 bzw. 550 mm (1 m langer Stab).

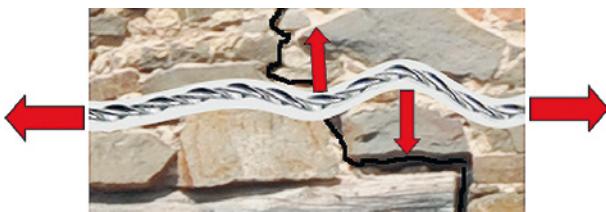
Spiralanker sind immer als gerade Stäbe zu verlegen

Spiralanker sind Zugglieder und immer geradlinig zu verlegen. Andernfalls entstehen Umlenkkräfte. Wenn sie z.B. in Natursteinmauerwerk den Fugen folgend verlegt werden, entstehen an jedem Richtungswechsel Umlenkkräfte, die einen nicht abschätzbar Spannungszustand im Spiralanker und im Mauerwerk verursachen. Schäden im Winter sind vorprogrammiert.



Bild 6.10 Gerade Schlitzte im Natursteinmauerwerk

Bild 6.11 Wirkung von Umlenkkräften bei Zug im verformten Spiralanker (Ausschnitt aus Bild 6.10)



Deshalb sind auch in Natursteinmauerwerk gerade Schlitze zu schneiden, um die Wirkung der Spiralanker nicht zu beeinträchtigen (Bild 6.10). Wie Umlenkkräfte bei einer solchen falschen Verlegung entstehen, zeigt Bild 6.11.

Die geraden Schlitze müssen farblich angepasst werden. Einige Firmen bieten eine Steinpaste zur farblichen Anpassung an. Besser ist es, den Original-Ankermörtel einzufärben, weil er Teil eines geprüften Systems ist und nicht durch ein Material mit undefinierten Eigenschaften ersetzt werden darf. Es besteht auch die Möglichkeit, den Schlitz unter Wahrung der statischen Erfordernisse tiefer zu schneiden und die äußeren 10 bis 15 mm des Schlitzes mit einem eingefärbten, genormten Mörtel zu füllen.

6.3.3 Abstände der Spiralanker untereinander und in der Wand

Die Abstände von parallel zueinander liegenden Stäben sind so zu wählen, dass eine annähernd kontinuierliche Zugkraftübertragung über den Riss erfolgt. Zu berücksichtigen ist, dass die Querschnittsfläche der Spiralanker in jedem Fall nur klein ist. Mit der Variation der vertikalen Abstände verändert man die Spiralankerfläche. Die Variation der Abstände hat folgende Wirkung:

- Größere Abstände bedeuten eine kleinere Spiralankerfläche und damit eine geringere Zugkraft, die die Rissufer nach einer Rissöffnung wieder zusammenzieht.
- Kleinere Abstände bedeuten eine größere Spiralankerfläche und damit eine größere Zugkraft.

Der übliche Abstand der Spiralanker untereinander soll 2 bis 4 Lagerfugenabstände bei Mauerwerk im Normalformat betragen (150 bis 300 mm).

Nach der DIN EN 1996-1-1/NA (Nationaler Anhang) sind die in Bild 6.12 angegebenen horizontalen Abstände beim Mauerwerk einzuhalten. Die Norm gilt für den Neubau, gibt aber auch für bestehende Bauwerke eine gute Orientierung. Die dort enthaltenen Forderungen sind bei der Spiralankeranwendung nur mit Kompromissen oder gar nicht erfüllbar. Beispielsweise würde ein Schlitzabstand von mindestens der zweifachen Schlitzlänge bedeuten, dass es keine Rissabstände unter 3 m geben darf. Andererseits sind nach dieser Norm Schlitte mit unbegrenzter Länge zulässig. Da ist im Einzelfall zu entscheiden, ob man den horizontalen Schlitzabstand nicht einhält oder die beiden Risse als Gruppenriss mit einem längeren Spiralanker behandelt.

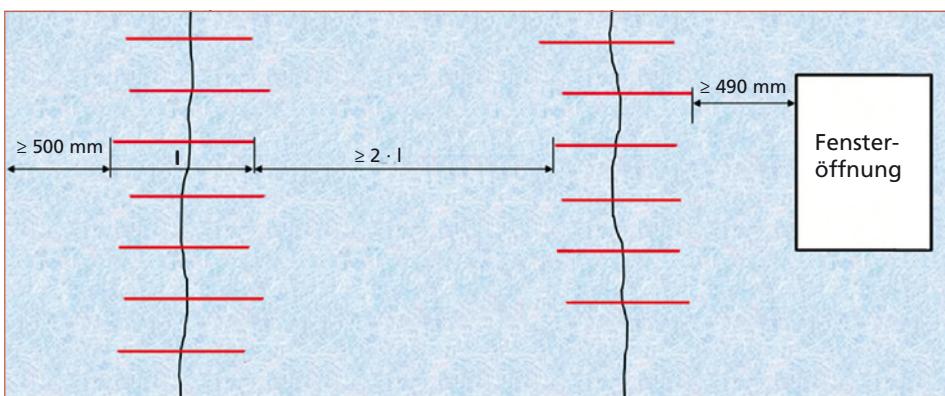


Bild 6.12 Mindestabstände der Schlüsse in einer Wand (schematisch)

6.4 Der Spiralanker im Mauerschlitz

Die im Abschnitt 9 abgeleiteten Formeln zur Bemessung der Spiralanker gelten für zentrischen Zugzwang und mittige Spiralankermanordnung. Fast immer wird die Anordnung an der Außenfläche bevorzugt, sodass bei Zugbeanspruchung Exzentrizitäten entstehen. Da die Außenwand durch Querwände und Decken horizontal abgestützt wird, ist eine Biegefläche durch die exzentrisch wirkende Zwangzugkraft nur mit einer Behinderung möglich (Bild 6.8). Dadurch wird die Exzentrizität abgeschwächt, was den Annahmen des Berechnungsverfahrens entgegenkommt.

Die symmetrische Verlegung innen und außen wäre der einseitigen Verlegung vorzuziehen. Sie hat aber zwei große Nachteile, die das in seltenen Fällen zulassen:

- Durch zwei gegenüber liegende Schlüsse in einer Wand wird der Wandquerschnitt spürbar geschwächt, auch wenn die vertikalen Lasten planmäßig zentrisch wirken. Die Vertikalspannungen in der Wand vergrößern sich dauerhaft, sodass für deren Aufnahme ein statischer Nachweis empfohlen wird.

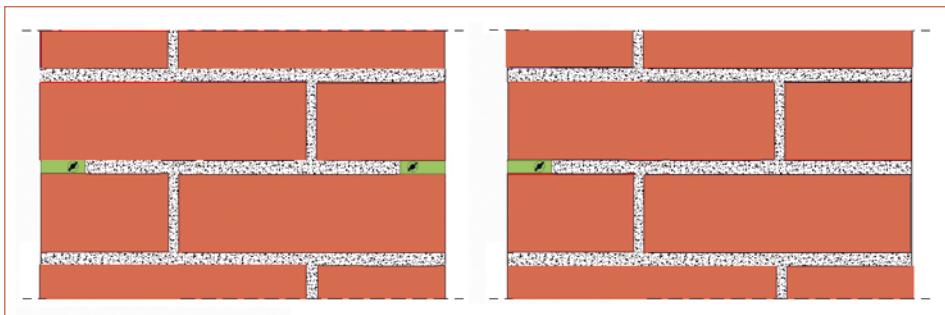


Bild 6.13 Beidseitige (links) und einseitige Verlegung der Spiralanker (rechts)

- Bauarbeiten an bestehenden und auch genutzten Gebäuden an der Außenseite sind den Nutzern wesentlich einfacher zu vermitteln als an beiden Seiten. Innen kann man praktisch nur arbeiten, wenn die betroffenen Räume nicht genutzt werden.

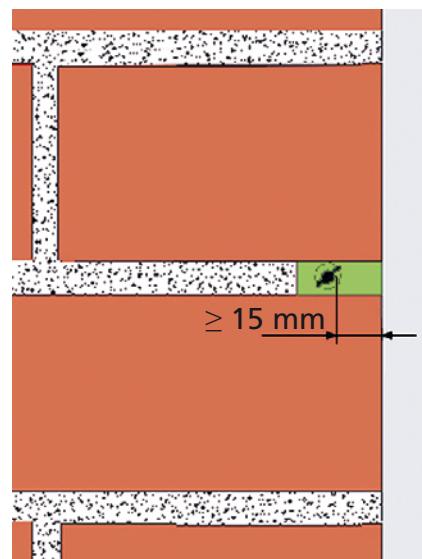
Lediglich in Räumen mit anspruchsloser Nutzung (z. B. in Lagerräumen) könnte man Spiralanker beidseitig verlegen. In einem solchen Fall ist immer ein Standsicherheitsnachweis für den geschwächten Wandquerschnitt zu führen.

In jeden Schlitz soll nicht mehr als ein Spiralanker eingelegt werden. Von der Empfehlung einiger Anbieter, zwei Spiralanker in einen Schlitz zu legen, wird abgeraten. Da es sich um nicht tragende Bewehrung handelt, kommt man immer mit einem Stab $d_N = 8 \text{ mm}$ aus. In dem schmalen Schlitz in einer Lagerfuge ist es sehr schwer, zwei Stäbe völlig in den Mörtel einzubetten.

Mindestüberdeckung der Bewehrung im Ankermörtel

Nach DIN EN 1996-1-1, Abschnitt 8.2.2 »Überdeckung der Bewehrung« soll die Mindestmörtelüberdeckung, d. h. der Abstand zwischen dem Stahl und der Mauerwerksoberfläche 15 mm (vgl. Bild 6.14) betragen. Dieses Maß ist bei der Verlegung von Spiralankern in Lagerfugen nur zur Außenfläche der Wand einhaltbar. Dabei bezieht sich das Maß auf die Seele des Spiralankers, die Flügel können im Rhythmus der Ganghöhe der Spirale diesen Wert stellenweise unterschreiten.

Bild 6.14 Mindestmörtelüberdeckung der Spiralanker



6.5 Einzelriss oder Rissgruppe

Die Rissverklammerung mit Spiralankern kommt meist an EinzelrisSEN zur Anwendung. Die Spiralanker haben eine Lieferlänge von 1,0 m, können aber auch als Meterware in Rollen bis 10 m Länge geliefert werden (Bild 1.2). Es ist damit möglich, mehrere Risse mit längeren Spiralankern als Rissgruppe zu verklammern. In Bild 6.15 sind beide Möglichkeiten an einer Fassade als Beispiel dargestellt.

Die Parameteruntersuchungen im Abschnitt 4.6 ergaben, dass die Mauerwerksdehnung nie in die Nähe der Zugbruchdehnung geriet (Bild 4.12, Bild 4.18). Es gibt deshalb keine Notwendigkeit, die Verlegung über eine Rissgruppe anzuwenden. Der Vergleich von Vor- und Nachteilen beider Verlegearten bestätigt das.

Die Vorteile der Verlegung als Rissgruppe sind:

- kontinuierliche, oberflächennahe Bewehrung der Wandoberfläche und damit
- ein kontinuierlicher Kraftfluss bei Zugbeanspruchung der Spiralanker.

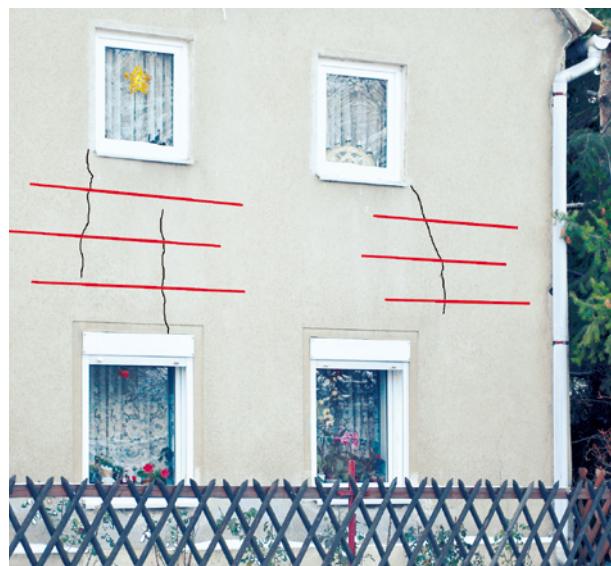
Nachteile der Verlegung als Rissgruppe:

- Die weichen Spiralankerstäbe sind mit zunehmender Länge umständlicher zu handhaben, was einen gewissen zusätzlichen Zeitaufwand bei der Verlegung erfordert,
- Bei längeren Schlitten (über 1,25 m) verschärft sich das Standsicherheitsproblem der geschlitzten Wand (wie vorher bereits eingehend erläutert).
- Eine größere Schlitzlänge bedeutet Mehrarbeit bei der Herstellung der Schlitte, höheren Materialverbrauch beim Verfüllen und eine größere Gesamtlänge an Spiralankern.



Bild 6.15 Instandsetzung als Rissgruppe über dem Erdgeschoss bzw. als Einzelrisse in den darüberliegenden Geschossen (Beispiel)

Bild 6.16 Dicht beieinanderliegende Risse werden gemeinsam mit längeren Stäben verklammert (Risse nachgezeichnet)



Die Verlegung von 1 m langen Spiralankern am einzelnen Riss hat gegenüber längeren Stäben folgende Vorteile:

- Die Summe der Schlitzlängen ist kleiner. Damit ist der Arbeitsaufwand für die Schlitzherstellung geringer.
- Die kurzen Stäbe sind einfacher zu handhaben.
- Der Materialverbrauch für Spiralanker und Ankermörtel ist geringer.

Nachteile bestehen bei der Einzelverlegung nicht.

Für eng beieinanderliegende Risse kann es zweckmäßig sein, sie mit etwas längeren Stäben gemeinsam zu fassen. In Bild 6.15 ist das für die 4 Risse links oben gezeichnet. Sie werden mit zwei etwas längeren Spiralankern verklammert.

Auch wenn Risse zu eng beieinanderliegen (bis 1,50 m Rissabstand), ist die gemeinsame Verklammerung von zwei Rissen sinnvoll.

6.6 Mindestwanddicke ohne statischen Nachweis

Ein horizontaler Schlitz von 30 mm Tiefe schwächt jede Wand. Die Beanspruchungen erhöhen sich gegenüber der ungeschlitzten Wand (Bild 5.6, Bild 5.7). Dadurch kann die Standsicherheit beeinträchtigt werden. Je dicker die Wand ist, umso geringer wirkt sich die Schwächung aus. Eine Mindestwanddicke kann verhindern, dass durch gedankenlos verlegte Spiralanker Bauwerke gefährdet werden. Wenn ein Tragwerksplaner die Maßnahme begleitet, dann ergibt sich eine solche Grenze nicht aus der Wanddicke, sondern aus den allgemeinen statischen Erfordernissen.

Tabelle 6.2 Verankerungslängen in unterschiedlichem Mauerwerk

Mauerwerk aus		Verankerungslänge [mm] für $d_N = 8 \text{ mm}$
Mauerziegeln	Mz	400 mm
Hochloch- und Leichthochlochziegeln	HLz, LHLz	400 mm
Leichtbetonsteine	Hbl, V, Vbl	400 mm
Kalksandsteine	KS, KS L	400 mm
Porenbetonsteine	PB	> 600 mm

Eine Schlitztiefe von 30 mm ist ohne Nachweis der Standsicherheit nach DIN EN 1996-1-1/NA nur für Wände mit mindestens 300 mm Dicke zulässig. Deshalb wird empfohlen, eine Mindestwanddicke von 300 mm einzuhalten, wenn man auf einen statischen Nachweis der Wand verzichten will. Dünnere Wände dürfen nur dann geschlitzt werden, wenn dadurch die Standsicherheit nicht beeinträchtigt wird. Eine statische Berechnung der Wand ist dafür notwendig.

In Tabelle 6.2 werden die Verankerungslängen für den äußeren Verbund für verschiedene Mauerwerksarten empfohlen.

Die Spiralankerlänge leitet sich direkt aus der Verankerungslänge ab. Die Mindestlänge der Spiralanker wäre gleich der doppelten Verankerungslänge nach Tabelle 6.2. Es wird aber empfohlen, übereinander angeordnete Spiralanker seitlich um je 50 mm zu versetzen, um den Krafteinleitungsbereich im Mauerwerk nicht als eine gerade Linie, sondern als Fläche und damit etwas stetiger zu gestalten.

Bei Mauerwerk, das nicht in Tabelle 6.2 genannt ist, muss man die Verankerungslänge in Anlehnung an die Werte der Tabelle durch Versuche bestimmen oder schätzen. Das betrifft insbesondere Natursteinmauerwerk. Maßgebend für die Wahl ist der Verbund zwischen dem Mörtel und den Steinen. Wenn beide porös sind, ist eine innigere Verbindung möglich. Bei Steinen mit sehr dichtem Gefüge ist die Verbindung weniger gut.

Bei Natursteinmauerwerk können zur besseren Verbindung des Mörtels mit dem Mauerwerk kleine Unregelmäßigkeiten in der Fugendicke ausgearbeitet und in den Schlitz mit einbezogen werden. Dadurch entsteht eine wünschenswerte Verzahnung, die den Verbund unterstützt.

7 Planung der Spiralankerverbindung

7.1 Zusammenarbeit mit dem Bauherrn

Die Planung hat keine Besonderheiten gegenüber dem üblichen Planungsprozess für Instandsetzungen. Es ist empfehlenswert, den Bauherrn rechtzeitig in die Planung einzubeziehen. Er muss wissen, was wie instandgesetzt wird, und dass die Rissverklammerung keine starre Verbindung ist. Die Bauteilverformungen infolge Temperatur wirken auch nach der Instandsetzung. Bei tiefen Bauteiltemperaturen öffnet sich deshalb der Riss erneut etwas, schließt sich aber bei Bauteilerwärmung wieder bis auf einen sehr feinen Haarriss (vgl. Bild 6.3). Die zu erwartende Rissbreite ist zur Differenz zwischen der Bauteiltemperatur zum Instandsetzungszeitpunkt und zum Beobachtungszeitpunkt proportional. Je größer diese Differenz ist, umso größer ist die zu erwartende Rissbreite.

Es gibt kaum wirksame Mittel, um die Rissbreite mit Spiralankern zu beeinflussen. Das zeigt das Ergebnis einer Beispielrechnung in Bild 7.1. Die rechnerische Rissbreite w_k ist nahezu unabhängig von der Spiralankerfläche. Man erkennt das an dem annähernd horizontalen Verlauf der Kurven. Beim Nenndurchmesser 8 mm werden meist 3 Stäbe pro m ($30 \text{ mm}^2/\text{m}$ bei einem Stababstand von 330 mm) oder 4 Stäbe pro m ($40 \text{ mm}^2/\text{m}$ bei einem Stababstand von 250 mm) eingelegt. Man sieht, dass es wenig Sinn hat, mehr Stäbe vorzusehen, weil sich dadurch die rechnerische Rissbreite nur wenig verkleinert.

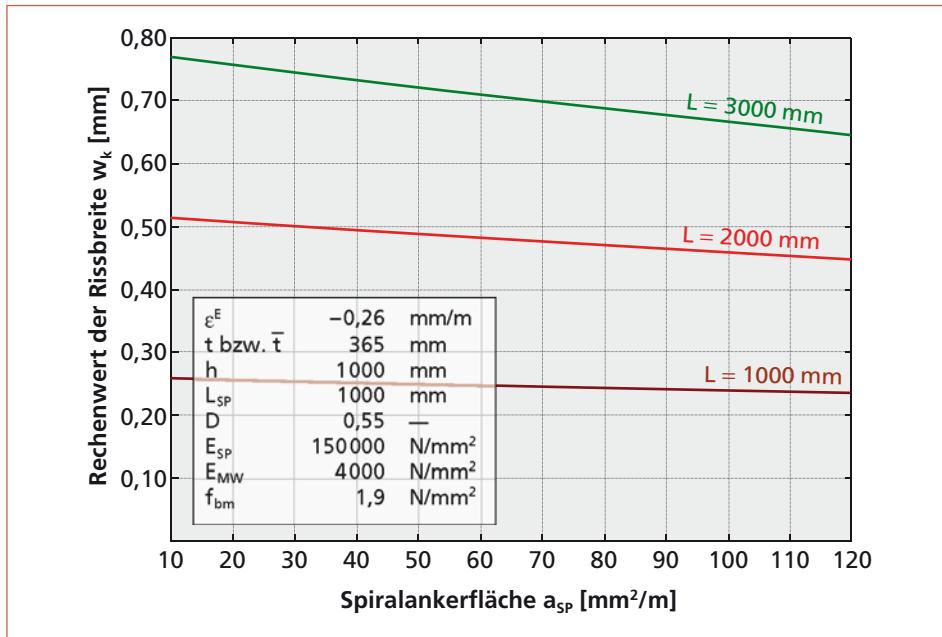


Bild 7.1 Rechnerische Rissbreite w_k in Abhängigkeit von der Spiralankerfläche a_{sp} und der Dehnänge L (Rissabstand)

Im Beispiel (Bild 7.1) ändert sich die rechnerische Rissbreite für die Dehnänge $L = 2\text{ m}$ bei Spiralankerflächen von 20 bis 60 mm^2 in einem Bereich von $0,51$ bis $0,48\text{ mm}$. Einer Verdreifachung der Spiralankerfläche steht eine Rissbreitenverringerung von $0,03\text{ mm}$ (entspricht 6%) gegenüber! Das zeigt, dass es eine Rissbreitenbegrenzung durch eine geeignete Bewehrungskonstruktion wie im Stahlbeton mit Spiralankern praktisch nicht gibt.

Die wirksamste Möglichkeit, die Rissbreiten bei tiefen Temperaturen wirksam zu beeinflussen, besteht in der Verringerung der Einwirkungen ε^F . Das ist die behinderte Dehnungsdifferenz zwischen dem Instandsetzungszeitpunkt und dem Bemessungszustand. Eine sehr niedrige Bauteiltemperatur bei der Instandsetzung verringert die Differenz. Wie sich eine Verringerung der eingetragenen Dehnung auswirkt, zeigt Bild 4.11. Bauen bei kühlen Temperaturen bedeutet geringere Rissbreiten im Winter, als Bauen im Hochsommer! Daraus ergibt sich die Forderung an den Bauherrn nach einem Instandsetzungszeitraum mit niedrigen Bauteiltemperaturen, ohne die Mindestverarbeitungstemperaturen für die Nassprozesse zu unterschreiten. Instandsetzung im Herbst oder in den ersten frostfreien Wochen des Jahres sollten bevorzugt gewählt werden. Das hat den Vorteil, dass sich der Riss nach der Instandsetzung weniger weit öffnet als bei Arbeiten im Sommer. Der Bauherr hat den größten Einfluss bei der Festlegung des Instandsetzungszeitraums, den man unbedingt nutzen sollte. Bei der Instandsetzung der Fassaden des fast 200 Jahre alten Wismarer Rathauses mit auffälligen Rissen hat der Bauherr den Instandsetzungszeitraum bewusst in die kühle Jahreszeit gelegt [9]. Bei einer Sichtkontrolle im Jahr 2009, nach zwei Wintern mit strengen Kälteperioden, war die Fassade in optisch einwandfreiem Zustand. Nur bei der gezielten Suche anhand von Rissbildern vor der Instandsetzung waren feine Haarrisse zu finden (Bild 6.3).

Die Spiralanker können zwar die Rissbreiten nicht nennenswert beeinflussen, sie entwickeln aber bei Bauteildehnung eine Zugkraft, die die Rissufer einander annähern will. In Bild 7.2 ist für die bereits früher verwendeten Standardwerte die Zugkraft berechnet worden, die zwischen den Rissufern entsteht. Die Zugkraft wächst annähernd proportional zur Spiralankerfläche.

Je mehr Spiralanker eingelegt werden, umso größer ist die Zugkraft zwischen den Rissufern, die bei der Bauteildehnung (im Winter) entsteht. Diese Wirkung der Spiralanker war bisher nicht bekannt und wird hier erstmalig veröffentlicht. Leider gibt es noch nicht genügend Erfahrungen, um Empfehlungen für die Größe der anzustrebenden Zugkraft anzugeben.

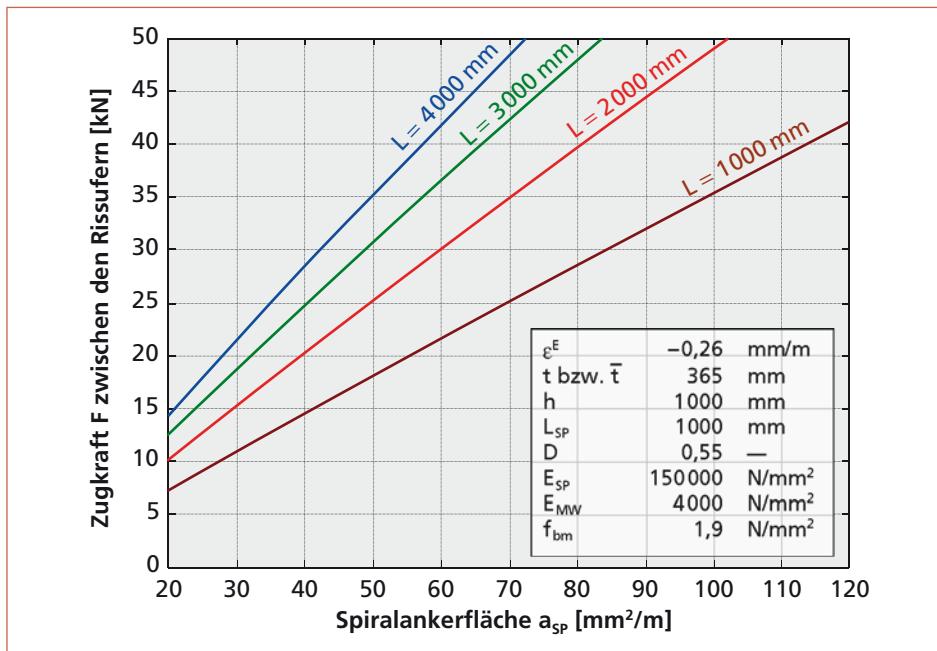


Bild 7.2 Zugkraft zwischen den Rissufern in Abhängigkeit von der Spiralankerfläche A_{sp} und der Dehnlänge L des Mauerwerks

7.2 Planung der Instandsetzung mit Spiralankern

7.2.1 Bestandsaufnahme, Dokumentation der Rissbilder und Erkundung der Rissursachen

Bei größeren Objekten, z. B. denkmalgeschützten Gebäuden, sind die Planungsarbeiten wie für andere Vorhaben durchzuführen. Meist sind sie Teil einer umfassenderen Instandsetzung. Die erste Phase besteht aus der Bestandsaufnahme und Dokumentation der Rissbilder. Ältere Gebäude haben eine Geschichte, deren Kenntnis bei der Feststellung der Rissursachen von Nutzen ist, auch wenn die verfügbaren Informationen lückenhaft sind. Beispielhaft sei die Instandsetzung der Fassaden am Rathaus Wismar genannt (Bild 7.3).

Bei der Durchsicht alter Akten zum Vorhaben wurden Hinweise auf aktuelle Risse gefunden, die auch schon im 19. Jahrhundert beschrieben worden sind. Kriegseinwirkungen und Baumaßnahmen an Teilen des Gebäudes haben immer wieder zu baulichen Veränderungen geführt, in deren Ergebnis oft neue Risse entstanden. Das Gebäude war zum Zeitpunkt der Instandsetzung mit Spiralankern fast 200 Jahre alt. Die Risse sind unter der Einwirkung von schwind- und temperaturbedingten Verkürzungen sowie von Setzungsdifferenzen entstanden. Die letzten Baumaßnahmen, in deren Folge Risse entstanden sind, lagen 13 Jahre zurück. Dabei führte ein Eingriff in den Baugrund in

unmittelbarer Nähe eines Gebäudeteils zu SetzungsrisSEN, die zum Zeitpunkt der Voruntersuchungen bereits abgeklungen waren. Man konnte davon ausgehen, dass alle Rissursachen bis auf die temperaturbedingten Bauteilbewegungen abgeklungen waren. Das ist eine wichtige Voraussetzung für eine Instandsetzung der gerissenen Fassadenflächen mit Spiralankern. Der Planer sollte sich die Gewissheit verschaffen, dass diese Voraussetzung am zu bearbeitenden Bauwerk erfüllt ist.



Bild 7.3 Rathaus Wismar nach Instandsetzung von drei Fassadenflächen mit Spiralankern im Herbst 2007 und Frühjahr 2008

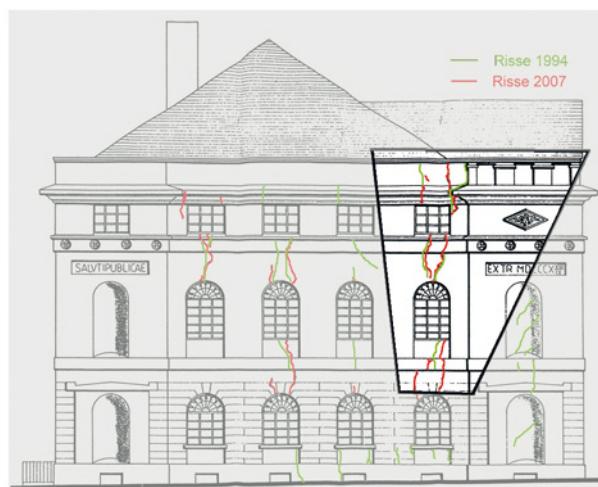
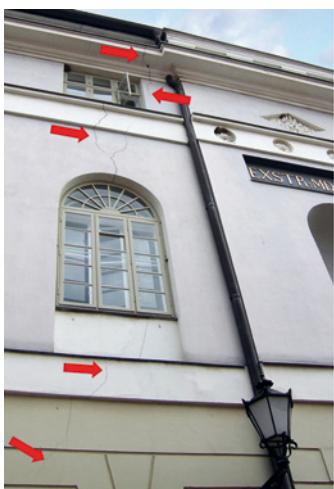


Bild 7.4 Dokumentation des Rissbildes in Fotos und als maßstäbliche Zeichnung (Begrenzung des Fotos rechts hervorgehoben)

Alle gerissenen Flächen wurden fotografisch und zeichnerisch aufgenommen und mit älteren Rissaufnahmen (Bild 7.4) verglichen. Dabei bestätigte sich weitgehend, dass sich das Rissbild in den letzten 13 Jahren (Zeitpunkt der letzten Rissaufnahme) fast nicht verändert hat. Mit einer solchen Feststellung kann man sicher sein, die Spiralankertechnologie hier vorteilhaft anwenden zu können. Das hat sich bisher auch bestätigt.

Aus dem maßstäblichen Rissbild kann man am Bildschirm die für die statische Berechnung notwendige Dehnlänge L bestimmen. Es genügt, die größte Dehnlänge am Bauwerk zu bestimmen und ggf. eine oder zwei weitere, kleinere Dehnlängen, mit denen Rissgruppen gebildet werden, für die es jeweils eine gemeinsame Bemessung gibt.

Die statische Berechnung kann nach dem Beispiel in Abschnitt 9 durchgeführt werden. Dazu gehören Verlegepläne der Spiralanker, die die Grundlage einer Bestandsdokumentation bilden können.

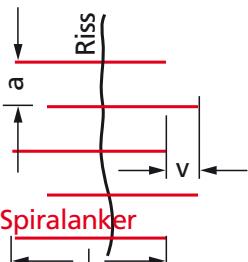
7.2.2 Statische Berechnung

Die statische Berechnung enthält die notwendigen Festlegungen zu Abmessungen für die Spiralanker und Schlitte. In ihr wird die Standsicherheit der geschlitzten Wände nachgewiesen (soweit das nach DIN EN 1996-1-1 notwendig ist). Sie enthält die Nachweise für die Stahlspannung in den Spiralankern, für die zu erwartende größte Rissbreite in einem strengen Winter und ggf. für die Verankerungslänge der Spiralanker.

7.3 Planung der Instandsetzung mit Spiralankern bei sehr kleinen Vorhaben

Bei kleineren Maßnahmen, wo nur einige wenige Risse oder gar nur ein einzelner Riss instand zu setzen sind, wird man für die Planung einen geringeren Aufwand bevorzugen. Im Interesse der Beteiligten wird empfohlen, ein Minimum an Dokumentation in Form einer »Arbeitsanweisung zur Instandsetzung mit Spiralankern« anzufertigen (Bild 7.5). Eine solche Arbeitsanweisung hat den Vorteil, dass etwas Schriftliches existiert, das später für die Klärung von Meinungsdifferenzen nützlich sein kann. Andererseits ist es ein Leistungsnachweis und ein Bestandsdokument, wenn nach Jahren an dieser Stelle bauliche Veränderungen vorgenommen werden müssen. Um eine solche Planung durchzuführen, muss nicht unbedingt ein Planungsbüro hinzugezogen werden. Bei kleineren Maßnahmen kann das auch der ausführende Betrieb selbst machen, wenn er sich in den Grenzen von DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-1-1/NA bewegt.

Arbeitsanweisung und Dokumentation zur Instandsetzung mit Spiralankern

Bauherr	
Bauvorhaben Ort Straße	
Baujahr des Gebäudes	
Ausführungsbetrieb der Instandsetzung	
Lieferbetrieb des Spiralankersystems	
Art des Mauerwerks	
Schlitztiefe t	$t =$
Schlitzhöhe h	$h =$
Sicherungsmaßnahmen bei Schlitztiefe ≥ 40 mm	
Spiralankerlänge l	$l =$
Nenndurchmesser der Spiralanker d_N	$d_N =$
Spiralankerabstand a	$a =$
Versatzmaß v	$v =$
Oberflächentemperatur der Wand bei der Verlegung	$T_{\text{mittel}} =$
	Bemerkungen:
	

Für die Planung:

Datum

Unterschrift

Für die Ausführung:

Datum

Unterschrift

Bild 7.5 Vorschlag für eine Arbeitsanweisung für die Baustelle

7.4 Planungsunterlagen

Der Aufwand für die Planung muss sich nach der Größe der Aufgabe richten. Es ist zwischen umfangreichen Planungen wie z.B. am Objekt in Wismar und der Verklammerung einzelner Risse zu unterscheiden. Für Instandsetzungsarbeiten an gerissenem Mauerwerk mit nennenswertem Umfang werden folgende Bestandteile der Planungsunterlagen empfohlen:

- Maßstäbliche Rissbilder für alle in Frage kommenden Flächen mit maßstäblicher Angabe der zu verlegenden Spiralanker. Die Risse müssen nicht exakt eingemessen sein und können in maßstäbliche Fassadenzeichnungen eingetragen werden.
- Statische Berechnung
Die statische Berechnung muss alle Ausgangsdaten sowie alle notwendigen Nachweise enthalten. Die Nachweise werden nicht für jeden einzelnen Riss geführt, sondern für:
 - den Riss mit der größten Beanspruchung, gekennzeichnet durch die größte zugehörige Dehnänge L oder
 - mehrere Risse, die dann jeder für sich für eine Gruppe von Rissen gelten.Die Berechnungsergebnisse unterscheiden sich weniger durch Anzahl, Abstand oder Durchmesser der gewählten Spiralanker, sondern durch die Stahldruckspannung bzw. die Zugkraft, mit der die Rissufer bei der größten Beanspruchung zueinander gezogen werden. Ein Zahlenbeispiel ist in Abschnitt 9 enthalten. Für den Fall einer größeren Schlitztiefe als 30 mm muss in der statischen Berechnung ein Standsicherheitsnachweis der geschlitzten Wand geführt werden.
- Leistungsverzeichnis mit Beschreibung aller Arbeiten. Empfehlungen und Muster-Leistungsverzeichnisse stellen alle Anbieter von Spiralankersystemen zur Verfügung. Es muss alle Leistungen beinhalten, vom Herstellen des Mauerschlitzes, dem Verlegen der Spiralanker, dem Füllen der Risse, z.B. mit kunststoffvergütetem Mörtel, bis zum Vermörteln des Schlitzes und dem Wiederherstellen einer farblich angeglichenen Oberfläche (bei Sichtmauerwerk). Die zu verwendenden Produkte (Spiralanker, Ankermörtel) sind mit ihren Eigenschaften anzugeben.
- Angabe von Besonderheiten bei der Ausführung, wie z.B. die zwingend vorgeschriebene Verwendung von Mauernutfräsen mit genau einstellbarer Frästiefe von 30 mm oder Angabe, bei welcher Bauteiltemperatur die Instandsetzung erfolgen soll.

8 Bauausführung

Die Rissverklammerung ist eine einfache Instandsetzungsmethode, die auch der Laie versteht und die handwerklich scheinbar keine hohen Anforderungen stellt. Nicht auf den ersten Blick zu sehen ist, dass die Verbindung über einen Riss hinweg nur funktioniert, wenn sie in guter Qualität ausgeführt wird. Kleine Mengen an Mörtel sind in schmale, horizontale Schlitze hohlraumfrei einzubauen und zu verdichten. Nur so kommt eine innige Verbindung zwischen Mauerwerk und Spiralanker zustande. In der Verbindung können hohe Stahlspannungen bis zur Streckgrenze entstehen, die zuverlässig über den Mörtel ins Mauerwerk zu leiten sind.

Folgende Arbeitsgänge sind notwendig:

- Schlitzen einer Lagerfuge, z. B. mit der Diamantscheibe oder der Stein- und Fugen-säge. Am Schneidwerkzeug muss es möglich sein, die Schnitttiefe einzustellen. Die Vorzugsschnitttiefe beträgt 30 mm. Sie ist nur unter der Voraussetzung zulässig, dass sie sehr genau eingehalten werden kann. Damit ist kein Nachweis notwendig, dass der Schlitz die Standsicherheit der Wand in unzulässiger Weise beeinträchtigt. Hat das Schneidwerkzeug keine einstellbare Zwangsführung, dann muss ein Standsicherheitsnachweis für die geschlitzte Wand geführt werden.
- Ausblasen des Schlitzes mit ölfreier Druckluft, um einen guten Verbund zwischen Ankermörtel und Mauerstein zu sichern.
- Befeuchten des Schlitzes mit einem Sprühnebel, um das Absaugen von Wasser aus dem Ankermörtel in den trockenen Stein zu verhindern und so die Mörteleigenschaf-ten während der Verarbeitung nicht zu verändern.
- Einbringen einer Raupe Ankermörtel für den hinteren Schlitzbereich (Bild 8.3). Diese Raupe ist die innere Mörtelüberdeckung des Spiralankers.
- Eindrücken des Spiralankers in diese Raupe so tief, dass der Spiralanker ca. 10 mm von der Innenwandung des Schlitzes entfernt liegt.
- Füllen des Schlitzes bis zur Wandoberfläche mit Ankermörtel. Verdichten durch Sto-ichern, Druck und Glattstreichen mit einer Fugenkelle (Bild 8.4).
- Alternativ bei Sichtmauerwerk:
 - a) Füllen des Schlitzes bis 10 mm vor der Oberfläche,
 - b) Füllen des restlichen Schlitzes frisch in frisch mit passend eingefärbtem Anker-mörtel. Es ist der Originalankermörtel zu verwenden.

8.1 Herstellung des Schlitzes

Für die Schlitzherstellung ist ein mechanisches Werkzeug erforderlich, bei dem die ge-wünschte Schlitztiefe von 30 mm genau eingestellt werden kann. Nur wenn das Gerät eine Zwangsführung besitzt, darf das Maß von 30 mm ohne statischen Nachweis aus-geführt werden. Bei einem Handausbruch ist nach DIN EN 1996-1-1/NA ein statischer



Bild 8.1 Stein- und Fugensäge
(Foto Arbortech, Internet)



Bild 8.2 Schlitzte im Mauerwerk
(Foto: Desoi GmbH)

Nachweis erforderlich. Bei der maschinellen Herstellung des Schlitzes ist darauf zu achten, dass die Schlitzwandungen möglichst rau sind. Ein glatter Sägeschnitt ist für einen guten Haftverbund des Mörtels mit dem Mauerwerk ungünstig. Die ausführenden Handwerker sollen entsprechend unterwiesen werden. Man kann auch mit einem mechanischen Werkzeug durch kurze, unstetige Bewegungen eine gewisse Rauheit erreichen.

Bild 8.1 zeigt eine Fugensäge mit einstellbarer Frästiefe. Anbieter von Spiralankersystemen haben manchmal dieses oder ähnliche Geräte ebenfalls in ihrem Angebot.

Nachdem der Schlitz fertig geschnitten ist, wird er mit ölfreier Druckluft ausgeblasen, um alle losen Partikel aus dem Schlitz zu entfernen. Sie könnten den Verbund beeinträchtigen. Im Anschluss wird das Mauerwerk im Schlitz angenässt, um dem Aufsaugen des Wassers aus dem Ankermörtel durch das trockene Mauerwerk vorzubeugen. Wasserentzug würde die Mörtelfestigkeit beeinträchtigen. Aus dem gleichen Grund soll auch kein Wasser in flüssiger Form im Schlitz stehen, wenn der Füllvorgang mit dem Ankermörtel beginnt.

8.2 Füllen des Mauerschlitzes nach der Verlegung

Der Füllvorgang erfordert besondere Sorgfalt. Der Ausführende soll wissen, dass er eine in Längsrichtung hochbelastete Fuge herstellt und nicht nur einen Mauerschlitz verspachtelt. Fehlstellen an den Grenzflächen verringern die Verbundfestigkeit und können die Funktion der Spiralankerverbindung beeinträchtigen. In Bild 8.3 sind die Arbeitsschritte zum Füllen des Mauerschlitzes und zur Einbettung eines Spiralankers dargestellt. Man erkennt, dass der Ankermörtel in der horizontalen Lagerfuge schwierig zu verdichten ist.

Lediglich mit einer Fugenkelle kann man den Mörtel dicht in den Schlitz hineindrücken. Dass dabei auch Fehlstellen entstehen, ist leider kaum zu vermeiden (Bild 8.4).

Deshalb ist anzunehmen, dass die Verbundfestigkeit an der oberen Fläche etwas kleiner als an der unteren Fläche ist. In Bild 8.5 ist das an einem Fugenstück zu sehen, das aus einem Versuchskörper nach der Belastung herausgeschnitten wurde. Trotz aller Sorgfalt, die unter Laborbedingungen gefordert und auch möglich ist, ist die abgebildete Fehlstelle entstanden. Man muss davon ausgehen, dass es in der Praxis mehr derartiger Fehlstellen an der Oberseite der Fugenleiste gibt.



Bild 8.3 Einbringen des Ankermörtels in mehreren Lagen und Verlegen des Spiralankers
(Fotos: Ruberstein GmbH)

Bild 8.4 Verteilung und Verdichtung des Spiralanker-mörtels mit der Fugenkelle
(Foto: Desoi GmbH)



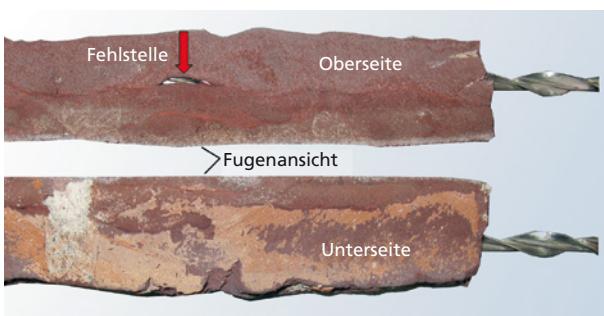


Bild 8.5 Ober- und Unterseite eines Fugenabschnitts mit Spiralanker nach einem Laborversuch mit Fehlstelle



Bild 8.6 Sicherheitsclips aus nichtrostendem Stahl der Ruberstein GmbH mit Montagewerkzeug

Zum Einbringen des Mörtels haben sich spezielle Geräte, wie die in Bild 8.3 abgebildete Fugenpistole, bewährt. Bei besonderen farblichen Anforderungen, z.B. bei Sichtmauerwerk, ist der Schlitz mit farblich angepasstem Mörtel zu füllen. Bei Ankermörtel, der schon vom Lieferanten eingefärbt ist, ist der Schlitz zunächst bis 10 mm unter der Oberfläche zu füllen. In die restlichen 10 mm ist angepasster eingefärbter Ankermörtel frisch in frisch einzubringen. Wichtig ist, dass der zum System gehörende Ankermörtel die Fuge hohlraumfrei ausfüllt. Ansonsten wäre ein Drittel der Schlitztiefe mit einem Mörtel mit nicht bekannten Verbundeigenschaften gefüllt. Das kann bei hoher Beanspruchung zu vorzeitigem Versagen führen.

Bei Verwendung längerer Spiralanker von der Rolle ist die Handhabung wegen der Verkrümmung der Spiralanker etwas schwierig. Deshalb bietet die Ruberstein GmbH/Lichtenstein spezielle Clips an, die sich im Mauerwerksschlitz verkrallen und so die Positionierung und Fixierung der Spiralanker ermöglichen.

Die Montagereihenfolge wird durch die Fixierung der Spiralanker ergänzt:

- Fräsen des Schlitzes,
- Ausblasen und Anfeuchten des Schlitzinneren,
- Einbringen der inneren Lage Ankermörtel,
- Eindrücken des Spiralankers,



Bild 8.7 Montage des Sicherheitsclips in einer freigelegten Lagerfuge (Fotos: Ruberstein GmbH, Lichtenstein)

- Fixieren des Spiralankers im Schlitz,
- Verfüllen und verdichten des restlichen Schlitzes.

Bild 8.7 zeigt den Sicherheitsclip in Einbaulage.

9 Ableitung der Gleichungen zur Bemessung von Spiralankern unter zentrischer und exzentrischer Zugbeanspruchung

9.1 Mauerwerksrisse

Mauerwerksrisse entstehen, wenn im Mauerwerk auftretende Zugspannungen die Zugfestigkeit der Mauersteine bzw. des Fugenmörtels überschreiten. Ebenso ist es möglich, dass die Kontaktfläche zwischen Mauerstein und Mörtel aufreißt. In der Mehrzahl treten Risse jedoch in den Vertikalfugen auf, weil die Zugspannungen im Mauerwerk überwiegend horizontal wirken und die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Mauerstein hier am geringsten ist. Bei entsprechend großer Haftscherfestigkeit zwischen Mörtel und Mauerstein verläuft der Riss direkt durch den Mauerstein. Hinsichtlich des Auftretens der Zugspannungen werden zwei Ursachen unterschieden:

- Zugspannungen infolge äußerer Lasteinwirkungen (z.B. Kräfte oder Momente),
- Zugspannungen infolge Zwangeinwirkungen, die aus Behinderung von Verformungen des Bauteils infolge Temperaturänderung, Schwindens oder aus Setzungsdifferenzen resultieren.

Mechanische Spannungen im Bauteil werden allgemein als Beanspruchungen bezeichnet. Sie tragen den Index E (effect). Den Beanspruchungen stehen auf der Bauteilseite die Materialwiderstände (z.B. die Zugfestigkeit) gegenüber. Sie tragen den Index R (resistant).

9.2 Annahmen zum Materialverhalten

Um das Verhalten von Strukturen unter Belastung rechnerisch erfassen zu können, ist es notwendig, die für die Untersuchung maßgebenden Eigenschaften der Struktur (in unserem Fall: das mittels Spiralankern bewehrte Mauerwerk) in einem Rechenmodell abzubilden. Mittels des Rechenmodells können die mechanischen Eigenschaften der Struktur mathematisch behandelt werden. Im Folgenden werden die Annahmen zu den Materialeigenschaften der drei Materialien Spiralanker-Stahl, Verbundmörtel und Mauerwerk angegeben. Sie bilden die Grundlage der Ableitung der Bemessungsgleichungen. Die jeweils farbig unterlegten Bereiche der Kurven in den Diagrammen Bild 9.1 bis Bild 9.3 sind für die Bemessung maßgebend.

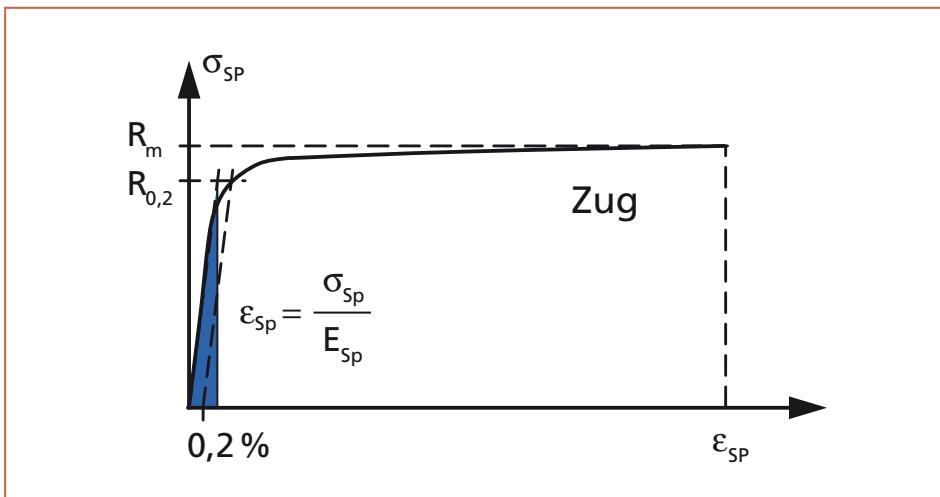


Bild 9.1 Qualitativer Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie des Spiralanker-Stahls

9.2.1 Materialverhalten der Spiralanker

Gemäß Bild 9.1:

- Die hier angestellten Untersuchungen betreffen nur das Verhalten des Anker-Stahls unter Zugbeanspruchung.
- Linear elastisches Materialverhalten wird bis zum Erreichen der Streckgrenze $R_{0,2}$, (entspricht der Dehngrenze von 0,2 %) angenommen.
- Bei maximaler Rissöffnung erreicht der Spiralanker-Stahl nicht die Streckgrenze.
- Nach Überschreiten der Streckgrenze würden die Verformungen überproportional zur Beanspruchung anwachsen.
- Der charakteristische Wert der Streckgrenze des Anker-Stahls beträgt je nach Hersteller: $f_{yk} = R_{0,2} = 600 \dots 900 \text{ N/mm}^2$.
- Der Elastizitätsmodul des Anker-Stahls wird mit: $E_{Sp} = 150\,000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

9.2.2 Materialverhalten des Mauerwerks

Gemäß Bild 9.2:

- Das Mauerwerk beteiligt sich an der Aufnahme der Zugspannungen infolge Zwangbeanspruchung bis die Spannung im Mauerwerk σ_{MW} die Zugfestigkeit des Materials $f_{MW,t}$ übersteigt, dann reißt das Mauerwerk auf,
- Das Mauerwerk verformt sich infolge Zwanges gleichmäßig und die Querschnitte bleiben eben.

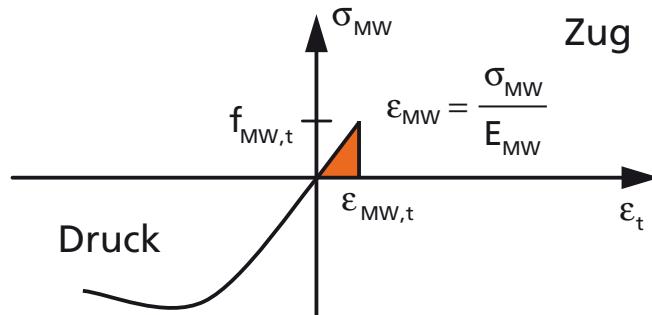


Bild 9.2 Qualitativer Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie des Mauerwerks

9.2.3 Verbundverhalten des Ankermörtels

Gemäß Bild 9.3:

- Voraussetzung für die hier durchgeführte Modellierung des Verbundverhaltens ist die Annahme, dass der Spiralanker-Stahl, der Ankermörtel und das Mauerwerk annähernd das gleiche Verformungsverhalten unter Temperaturänderung besitzen.
- Für den Verbund mit dem Spiralankermörtel steht der Umfang des Spiralankers und die gesamte Spiralankerlänge zur Verfügung.
- Ein perfekter Verbund mit dem Spiralanker im Bereich außerhalb der Einleitungslänge l_{es} , ist dadurch gekennzeichnet, dass keine Relativverschiebungen zwischen Ankermörtel und Spiralanker auftreten, d. h. die Verbundspannung ist Null.
- Das Verbundverhalten lässt sich im Modell unter Ansatz der mittleren Verbundspannung f_{bm} beschreiben.

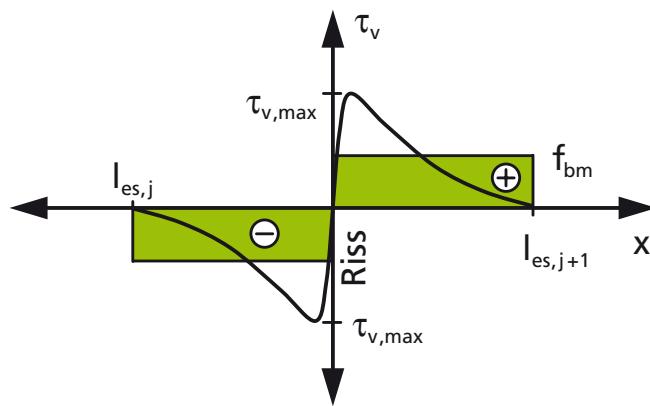


Bild 9.3 Qualitativer Verlauf der Verbundspannungen zwischen Ankermörtel und Ankeroberfläche

9.3 Verbundeigenschaften des Spiralankers am Riss

Das System Spiralanker funktioniert nur, wenn Verbund zwischen Spiralanker und Mauerwerk über den Ankermörtel besteht. Der Verbund ist unmittelbar nach der Instandsetzung über die gesamte Länge des Spiralankers gegeben. Verkürzt sich das Bauteil infolge einer Abkühlung wiederum und wird die Längenänderung – das Zusammenziehen, z.B. durch Stahlbetondecken, Querwände oder Fundamente, behindert, dann werden die Spiralanker an der Stelle des Risses, der sich wieder öffnet, durch Zugspannungen beansprucht. Die Spiralanker »halten« die Rissufer elastisch zusammen. Die Dehnung im Stahl erreicht im Riss ihren Maximalwert, siehe Bild 9.8. Da mittels des Verbundmörtels Verbund zwischen den Spiralankern und dem Mauerwerk hergestellt wurde, werden die Dehnungen der Anker zu beiden Seiten des Risses auf das Mauerwerk übertragen. Im Riss besitzt der Anker die größte Dehnung. Über die Einleitungslänge l_{es} wächst der Verbund allmählich von 0 % im Riss auf 100 % am Ende der Eintragungslänge an.

Nach der Einleitungslänge l_{es} entspricht die Dehnung des Spiralankers der Dehnung des Mauerwerks. Je größer die Dehnungsunterschiede zwischen Mauerwerk und Anker sind, desto größer sind die Beanspruchungen des Mörtels. Die Spannungen, die hierbei im Mörtel entstehen, werden als Verbundspannungen τ_v bezeichnet, siehe Bild 9.4 und Bild 9.5.

Unter der Voraussetzung, dass der Spiralanker im Mörtel eingebettet ist, werden Verbundspannungen über den gesamten Ankerumfang übertragen. Unmittelbar hinter dem Riss baut sich die Verbundspannung rasch auf, erreicht ihren Maximalwert und klingt über die Einleitungslänge l_{es} wieder auf den Wert Null ab.

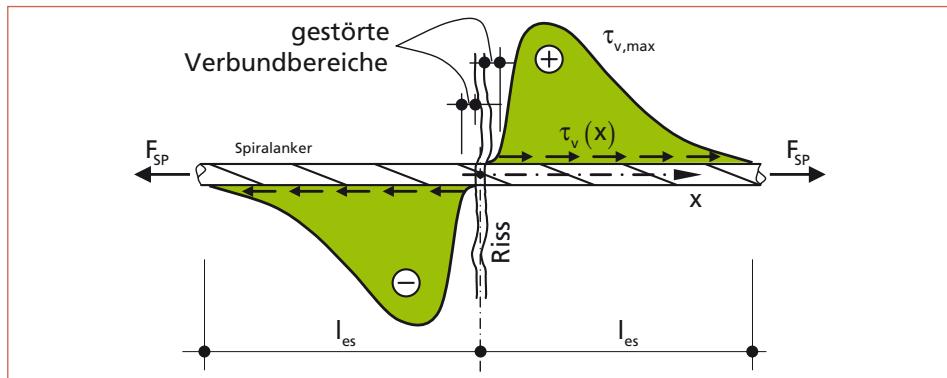


Bild 9.4 Wirklichkeitsnaher Verlauf der Verbundspannungen im Mörtel an der Stelle des Risses im Mauerwerk

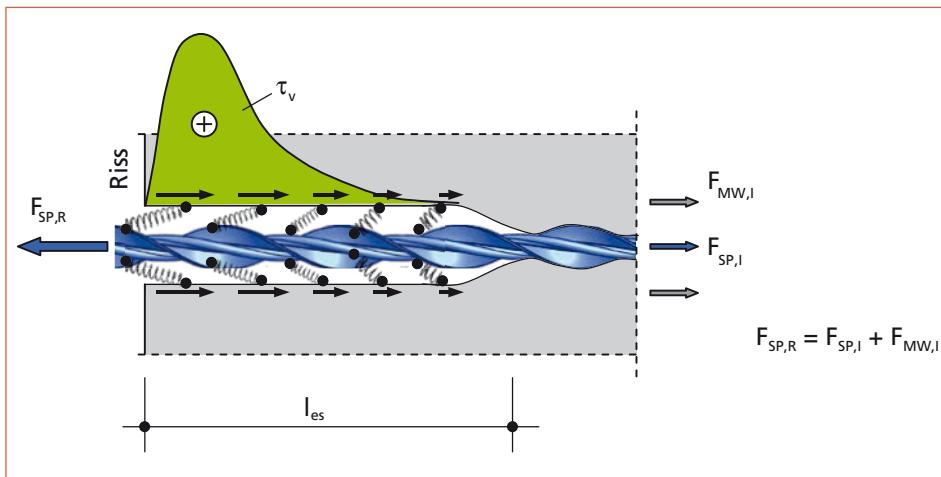


Bild 9.5 Verbundmodell

Im Bild 9.5 ist die Funktionsweise des Verbundes anschaulich dargestellt. Vorstellbar ist, dass über die Krafteinleitungslänge l_{es} in der Kontaktzone zwischen Spiralankeroberfläche und Verbundmörtel Spiralfedern angebracht sind. Sie verbinden den Spiralanker mit dem Mörtel. Die Spiralfedern ersetzen in diesem Gedankenmodell die »Verklebung« in der Kontaktzone. Durch eine gedanklich sehr große Anzahl von Federn wird, wie bei einer Verklebung der Oberflächen, die Kontinuität der Verbindung angenähert. Die Federn gestatten eine gegenseitige Verschiebung (Relativverschiebung) der Oberflächen, ohne dass der Verbund zerstört wird. Da sich die differentiellen Längenänderungen ausgehend vom Beginn der Verankerungslänge in Richtung Riss summieren, finden dort die größten Relativverschiebungen statt. Die Federn in Rissnähe dehnen sich am stärksten. An dieser Stelle treten die größten Verbundspannungen auf.

Überschreiten die maximalen Verbundspannungen die Verbundfestigkeit des Mörtels, wird der Verbund zerstört. In dem Gedankenmodell ist die Federdehnung dann so groß, dass die Federn zerreißen.

Verbundspannungen treten auf, solange es Dehnungsunterschiede bzw. Relativverschiebungen zwischen Verbundmörtel und Spiralankern gibt.

In Bild 9.6 wird ein Rechenmodell in Anlehnung an das zuvor beschriebene Gedankenmodell vorgestellt. In diesem Modell werden der Verlauf der Dehnungsunterschiede und damit auch der Verlauf der Verbundspannungen linear angenommen. Die Länge, über die die Dehnungsunterschiede auftreten, wird wie oben schon erwähnt, als Einleitungslänge l_{es} bezeichnet. Sämtliche mechanischen Ansätze dieses Abschnittes beruhen auf dem im Bild 9.6 angegebenen Rechenmodell. Die Ableitungen gelten für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Unter Gebrauchsbeanspruchungen darf z. B. die Zugfestigkeit der Wand berücksichtigt werden.

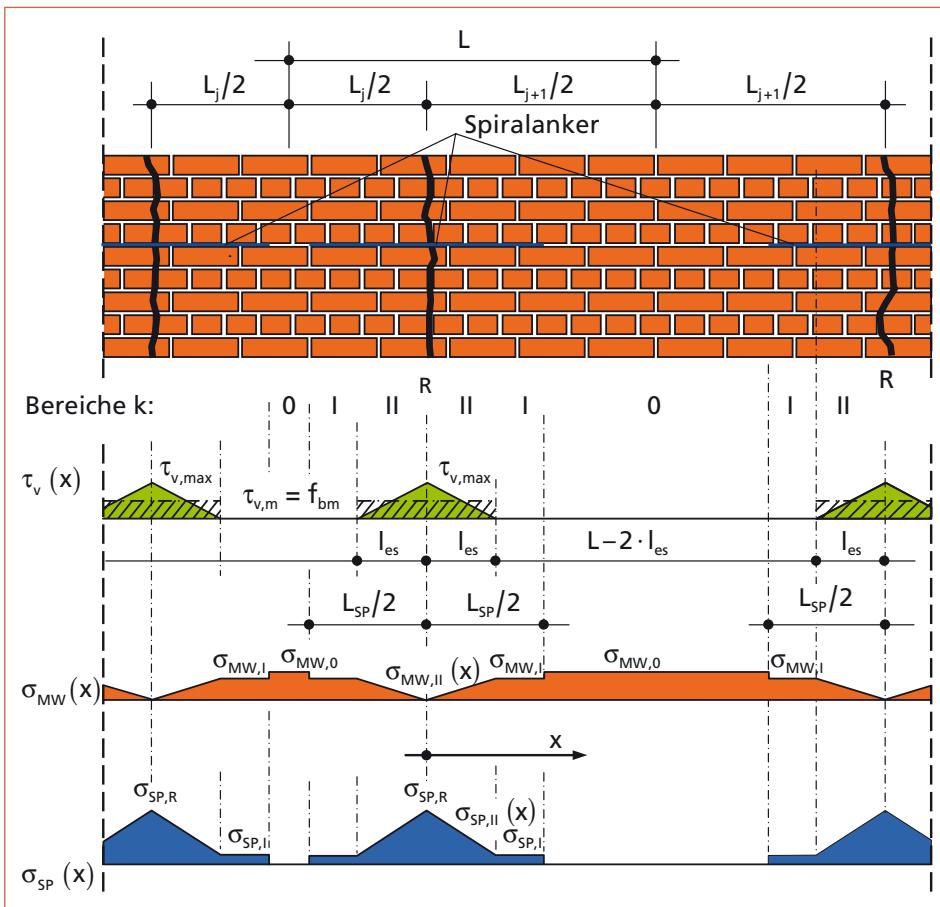


Bild 9.6 Rechenmodelle zum qualitativen Verlauf der Verbundspannungen τ_v im Mörtel, der Zugspannungen σ_{MW} im Mauerwerk und der Zugspannungen σ_{SP} in den Spiralankern

Bezeichnungen:

- $\tau_v(x)$ rechnerischer Verlauf der Verbundspannungen zwischen Ankermörtel und Spiralanker
- $\tau_{v,max}$ Maximalwert der aufnehmbaren Verbundspannungen, bei Annahme einer dreieckförmigen Verbundspannungsverteilung über die Einleitungslänge l_{es}
- $\tau_{v,m}$ Mittelwert der aufnehmbaren Verbundspannungen
- f_{bm} Verbundfestigkeit des verwendeten Ankermörtels
- $\sigma_{MW}(x)$ rechnerischer Verlauf der Spannungen im Mauerwerk
- $\sigma_{SP}(x)$ rechnerischer Verlauf der Spannungen im Spiralanker
- l_{es} Einleitungslänge
- L_{SP} Länge der Spiralanker
- L Dehnlinie: $L = L_j/2 + L_{j+1}/2$
- $L_j/2$ halber Rissabstand am Wandabschnitt j

Bei den folgenden Ableitungen werden vier Wandbereiche unterschieden, siehe Bild 9.6:

- Bereich 0: Mauerwerksbereich zwischen den Rissen, der nicht mit Spiralankern »bewehrt« ist,
- Bereich I: bewehrter Mauerwerksbereich außerhalb der Einleitungslänge l_{es} ,
- Bereich II: bewehrter Mauerwerksbereich über der Einleitungslänge l_{es} ,
- Bereich R: Rissbreite bzw. Stelle des Risses.

Nachfolgend soll zunächst jeder Bereich bzgl. der Auswirkungen einer Zwangbeanspruchung untersucht werden. Die Bestimmung der Kraft F (Zwangskraft) infolge der Behinderung erfolgt im Abschnitt 9.5.

Die Verkürzung der Wand, z. B. infolge Temperatur, wird maßgeblich durch angrenzende bzw. einbindende Bauteile behindert. Zur Berücksichtigung dieser Behinderungen wird der Behinderungsgrad δ definiert, der in Abhängigkeit von der vorliegenden baulichen Situation mittels In-Situ-Kenntnissen festzulegen ist. Die verbleibende Zwangsdehnung ε^E , Gl. (9.4), wird als Einwirkung angesehen, die in allen Wandbereichen gleich groß ist. ε^E bewirkt das Öffnen des Risses, welches wiederum durch die eingelegten Spiralanker behindert wird. Im Falle einer Erwärmung unterstützen die Spiralanker das Schließen des Risses.

Der besseren Handhabbarkeit wegen wird bei der Ableitung der Bemessungsgleichungen von einer konstanten mittleren Verbundspannung über die Einleitungslänge ausgegangen. Die Größe der mittleren Verbundspannung wird hierbei unter der Bedingung ermittelt, dass die Resultierende der linearen Spannungsverteilung und die Resultierende der konstanten Spannungsverteilung, jeweils über die Einleitungslänge l_{es} bestimmt, gleich groß sind.

Auch die linearen Verläufe der Zugspannungen im Mauerwerk und im Spiralanker sind vereinfachende Annahmen. Aufgrund des angenommenen konstanten Verlaufs der Verbundspannung $\tau_{v,m}$ über die gesamte Einleitungslänge l_{es} , ergeben sich für die Stahl- bzw. die Mörtelzugspannung in diesem Bereich lineare Verläufe gemäß Bild 9.6.

Die Stufen im Modell der Spannungsverläufe des Mauerwerks und des Spiralankers an der Stelle des Übergangs des Bereiches I in den Bereich 0, Bild 9.6, sind idealisiert. Am Spiralankerende klingt die Spannung in Wirklichkeit allmählich auf den Wert Null ab, und im Mauerwerk steigt die Spannung kontinuierlich an. Die sich gegensätzlich entwickelnden Spannungen verursachen Dehnungsunterschiede, welche wiederum Verbundspannungen hervorrufen. Somit sind auch an den Spiralankerenden im Mauerwerk Krafteinleitungslängen vorhanden, die aber auf Grund der geringen Kraft im Spiralanker bedeutend kürzer sind, als die Einleitungslänge über den Bereich II. Das Verhältnis der Unterschiede der Kräfte im Spiralanker im Riss ($F_{SP,R}$) und im Bereich I ($F_{SP,I}$) entspricht dem Reziproken des Verhältnisses der Dehnsteifigkeiten des Mauerwerks (EA_i), siehe Abschn. 9.4.2, und der der Spiralanker (EA_{SP}) im Riss. Auf Grund des geringen Einflusses dieser Einleitungslänge auf die Verteilung der Schnittgrößen im Mauerwerk werden sie vernachlässigt.

Bei den Spannungen im Mauerwerk und im Spiralanker tritt ebenfalls an der Grenze des Bereiches 0 zum Bereich I ein Sprung auf. Das Verhältnis der Spannung des Bereiches

0 zur Spannung des Bereiches I entspricht dem Verhältnis der ideellen Mauerwerksfläche A_i , zur Brutto-Mauerwerksfläche $A_{MW,b}$:

$$\frac{\sigma_{MW,0}}{\sigma_{MW,I}} = \frac{A_i}{A_{MW,b}} \quad (9.1)$$

Das Verhältnis der Spannung im Spiralanker an der Stelle des Risses zur Spannung im Bereich I entspricht folgender Gleichung:

$$\frac{\sigma_{SP,R}}{\sigma_{SP,I}} = \frac{A_i}{A_{SP}} \cdot \frac{E_{MW}}{E_{SP}} \quad (9.2)$$

$\sigma_{MW,0}$ Spannung im Mauerwerk im Bereich 0 infolge der Behinderung,

$$\sigma_{MW,0} = F_{MW,0}/A_{MW,b}$$

$\sigma_{MW,I}$ Spannung im Mauerwerk im Bereich I infolge der Behinderung,

$$\sigma_{MW,I} = F_{MW,I}/A_{MW,n}$$

$\sigma_{SP,I}$ Spannung im Spiralanker im Bereich I infolge der Behinderung,

$$\sigma_{SP,I} = F_{SP,I}/A_{SP}$$

$\sigma_{SP,R}$ Spannung im Spiralanker im Bereich I infolge der Behinderung,

$$\sigma_{SP,R} = F_{SP,R}/A_{SP}$$

A_i ideelle Mauerwerksfläche, siehe Gl. (9.22)

$A_{MW,b}$ Brutto-Querschnittsfläche des Mauerwerks, siehe Gl. (9.22)

E_{MW}, E_{SP} Elastizitätsmodul des Mauerwerks bzw. des Spiralanker-Stahls

9.4 Rechnerischer Nachweis der Rissbreite für die Zeit nach der Instandsetzung für eine zentrische Zugbeanspruchung

Das intakte Mauerwerk zwischen zwei Rissen verkürzt sich z. B. infolge einer Temperaturverringerung oder infolge Schwindens. Die sich einstellende Längenänderung der Mauerwerkswand ist grundsätzlich behindert. Behinderungen werden maßgeblich durch Bauteile hervorgerufen, die in die betroffene Wand einbinden. Dazu zählen z. B. Stahlbetondecken, Querwände und Fundamente.

Infolge der Wandverkürzung öffnen sich die Risse. Die Rissöffnung wird wiederum durch die eingelegten Spiralanker behindert. Sie reagieren wie elastische Zugfedern, die durch die Öffnung des Risses gespannt werden. Das Anspannen der Federn erzeugt eine Federrückstellkraft, die bei Erwärmung der Wand beim Schließen der Risse »behilflich« ist.

Die Behinderung der Verformung der Wand, der Zwang, ruft eine Bauteilbeanspruchung hervor, aus der die zu untersuchende Wand-Normalkraft F (Zwangschnittskraft) resultiert. Könnte sich die Wand unbehindert verformen, gäbe es keine Schnittkräfte in der Wand. Die Normalkraft infolge Zwangs ist im jeweils untersuchten Wandabschnitt zwischen zwei Rissen konstant.

Für die einwirkende behinderte Dehnung infolge von Temperatur, Schwindens oder Setzungsunterschieden wird der Wert ε^E eingeführt. Dieser Wert berücksichtigt bereits die Behinderung, z. B. infolge der in die Wand einbindenden Stahlbetondecken.

$$\varepsilon^E = \Delta L / L \quad (9.3)$$

Hierin sind:

- ΔL Längenänderung der Wand infolge der einwirkenden Dehnung
- L halber Rissabstand der Wandmitte der Wände links und rechts des untersuchten Risses, entspricht der Mauerwerkslänge, die Einfluss auf die Rissbreite hat
- ε^E als konstant über die gesamte Wandlänge angenommener Wert der einwirkenden behinderten Dehnung. Die Behinderung erzeugt eine Wand-Normalkraft
- ε^E z. B. aus Dehnung des Mauerwerks infolge

$$\text{Temperaturänderung: } \varepsilon^E = \delta \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \quad (9.4)$$

$$\text{oder infolge Schwindens: } \varepsilon^E = \delta \cdot \varepsilon_S$$

δ Faktor zur Erfassung des Behinderungsgrades der Wandverformung

α_T Ausdehnungskoeffizient, Mauerwerk $\alpha_T = 5 \cdot 10^{-6} \dots 9 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$

ΔT Temperaturänderung

ε_S Schwindmaß

9.4.1 Betrachtungen im ungerissenen Mauerwerk, ohne Spiralanker, Bereich 0

Der gesamte Mauerwerksbereich zwischen zwei Rissen verkürzt sich infolge einer Temperaturverringerung. Dabei bleibt der Rissabstand unverändert, da die Wand z. B. mit dem Fundament verbunden ist oder zwischen Stahlbetondecken eingespannt wird. Waren die Risse nicht mit Spiralankern überbrückt, würden sie sich entsprechend der Längenänderung der Wand unbehindert öffnen. Durch die eingelegten Spiralanker wird jedoch die Rissöffnung behindert. Die Spiralanker werden im Riss gedehnt. Die Dehnung verursacht Zugspannungen in den Spiralankern, deren Resultierende aus Gründen des Gleichgewichtes auch vom Mauerwerk beidseitig des Risses aufgenommen werden muss.

Die infolge der Behinderung resultierende Normalkraft im Wandbereich 0, $F_{MW,0}$, entspricht sowohl der Summe der Spiralankerkräfte im Riss $F_{SP,R}$ als auch der resultierenden Wandnormalkraft F infolge der Dehnungsbehinderung. Es gilt:

$$F_{MW,0} = F_{SP,R} = F \quad (9.5)$$

Die zugehörigen Spannungen und die behinderten Dehnungen können wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_{MW,0} = \varepsilon_{MW,0} \cdot E_{MW} = \frac{F}{A_{MW,b}} \quad (9.6)$$

$$\varepsilon_{MW,0}^Z = \frac{\sigma_{MW,0}^Z}{E_{MW}} \quad (9.7)$$

Hierin sind:

- $\sigma_{MW,0}$ Spannung im Mauerwerk infolge behinderter Dehnung im Bereich 0, siehe auch Bild 9.6
- $\varepsilon_{MW,0}$ behinderte Dehnung des Mauerwerks im Bereich 0
- E_{MW} Elastizitätsmodul des Mauerwerks
- $A_{MW,b}$ Brutto-Querschnittsfläche des Mauerwerks, rechtwinklig zur risserzeugenden Normalkraft, $A_{MW,b} = t \cdot h$ (t Wanddicke, h Höhe des betrachteten Wandabschnitts) siehe Bild 9.7

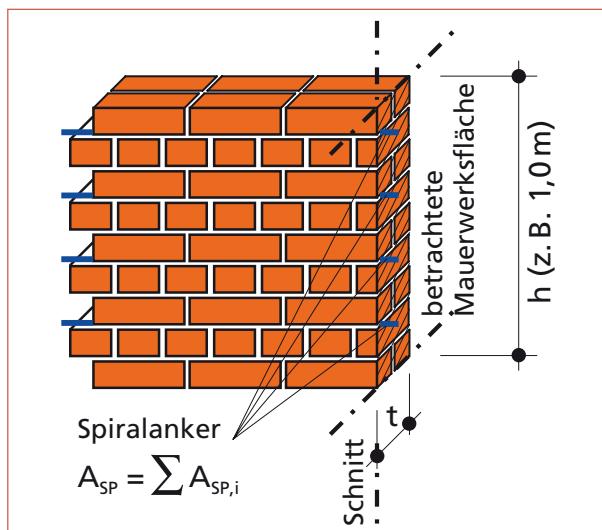


Bild 9.7 Definition der Flächen

9.4.2 Betrachtungen im Bereich I des bewehrten Mauerwerks

Die Länge des Bereiches I ergibt sich aus der Differenz der Spiralankerlänge auf einer Risseite und der rechnerisch erforderlichen Einleitungslänge l_{es} . Im Bereich I teilen sich das Mauerwerk und die Spiralanker die Normalkraft infolge der Behinderung entsprechend ihrer Dehnsteifigkeiten auf. Unter Berücksichtigung der Gl. (9.5) gilt:

$$F_{MW,I} + F_{SP,I} = F_{MW,0} = F_{SP,R} = F \quad (9.8)$$

Hierin sind:

- $F_{MW,0}$ resultierende Kraft im Mauerwerk des Wandbereiches 0 infolge behinderter Wandverformung: $F_{MW,0} = \varepsilon_{MW,0} \cdot E_{MW} \cdot A_{MW,b}$
- $\varepsilon_{MW,0}$ behinderte Längenänderung des Mauerwerks im Bereich 0,
 $\varepsilon_{MW,0} = \sigma_{MW,0} / E_{MW}$
- $\sigma_{MW,0}$ Spannung im Mauerwerk im Bereich 0 infolge der Behinderung,
 $\sigma_{MW,0} = F_{MW,0} / A_{MW,b}$

E_{MW} Elastizitätsmodul des Mauerwerks

$A_{MW,b}$ Brutto-Querschnittsfläche des Mauerwerks, $A_{MW,b} = t \cdot h$,
t Wanddicke, h Wandhöhe

$F_{MW,I}$ resultierende Kraft im Mauerwerk des Wandbereiches I infolge behinderter

Wandverformung: $F_{MW,I} = \varepsilon_{MW,I} \cdot E_{MW} \cdot A_{MW,n}$

$\varepsilon_{MW,I}$ behinderte Längenänderung der Wand im Bereich I, $\varepsilon_{MW,I} = \sigma_{MW,I}/E_{MW}$

$\sigma_{MW,I}$ Spannung im Mauerwerk im Bereich I infolge der Behinderung,

$$\varepsilon_{MW,I} = F_{MW,I}/A_{MW,n}$$

E_{MW} Elastizitätsmodul des Mauerwerks

$A_{MW,n}$ Netto-Querschnittsfläche des Mauerwerks, $A_{MW,n} = A_{MW,b} - A_{SP}$

$F_{SP,I}$ resultierende Kraft im Spiralanker des Wandbereiches I infolge behinderter

Wandverformung: $F_{SP,I} = \varepsilon_{SP,I} \cdot E_{SP} \cdot A_{SP}$

$\varepsilon_{SP,I}$ behinderte Längenänderung des Spiralankers im Bereich I, $\varepsilon_{SP,I} = \sigma_{SP,I}/E_{SP}$

$\sigma_{SP,I}$ Spannung im Mauerwerk im Bereich I infolge der Behinderung,

$$\varepsilon_{SP,I} = F_{SP,I}/A_{SP}$$

E_{SP} Elastizitätsmodul des Spiralanker-Stahls

A_{SP} Spiralankerfläche, ergibt sich für alle Berechnungen in diesem Buch aus
der Summe der einzelnen Spiralankerflächen im betrachteten Mauer-
werksquerschnitt, siehe auch Bild 9.7

$F_{SP,R}$ resultierende Kraft im Spiralanker an der Stelle des Risses infolge behinderter

Wandverformung: $F_{SP,R} = \varepsilon_{SP,R} \cdot E_{SP} \cdot A_{SP}$

$\varepsilon_{SP,R}$ Längenänderung des Spiralankers im Riss, $\varepsilon_{SP,R} = \sigma_{SP,R}/E_{SP}$

F resultierende Zwangnormalkraft infolge Dehnungsbehinderung, siehe Ab-
schnitt 9.4.5

Über den gesamten Bereich I sind die sich einstellenden Dehnungen der Spiralanker und des Mauerwerks gleich, da sie die gleiche Temperaturdehnung und die gleiche Dehnungsbehinderung erfahren, siehe Bild 9.8. Dabei wird angenommen, dass die Wärmedehnzahlen des Mauerwerks und der Spiralanker einander entsprechen. Es gilt:

$$\varepsilon_{MW,I} = \varepsilon_{SP,I} \quad (9.9)$$

Aufgrund der gleichen Dehnungen gibt es keine Relativverschiebungen zwischen Ankermortel und Spiralanker. Der Verbund ist perfekt, die Verbundspannungen sind Null. Die behinderten Dehnungen verursachen die Zwangnormalkräfte im Mauerwerk bzw. in den Spiralankern.

Das Verhalten der Materialien Mauerwerk und Anker-Stahl infolge der Zwangbeanspruchung lässt sich mittels linear elastischer Materialformulierungen nach den Gln. (9.10) beschreiben, siehe die Annahmen im Abschn. 9.2.

$$\varepsilon_{MW,I} = \frac{\sigma_{MW,I}}{E_{MW}} \quad \varepsilon_{SP,I} = \frac{\sigma_{SP,I}}{E_{SP}} \quad (9.10)$$

Unter Berücksichtigung der Gl. (9.9) und unter Verwendung der Abkürzung nach Gl. (9.15) kann die Verteilung der Spannungen im Spiralanker und im Mauerwerk angeben werden:

$$\sigma_{MW,I} = \frac{\sigma_{SP,I}}{\alpha_E} \quad \sigma_{SP,I} = \sigma_{MW,I} \cdot \alpha_E \quad (9.11)$$

Die aus den Spannungen resultierenden Kräfte folgen zu:

$$F_{MW,I} = A_{MW,n} \cdot \sigma_{MW,I} \quad F_{SP,I} = A_{SP} \cdot \sigma_{SP,I} \quad (9.12)$$

Unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbeziehung nach Gl. (9.8) folgt:

$$F = A_{SP} \cdot \sigma_{SP,I} + A_{MW,n} \cdot \sigma_{MW,I} \quad (9.13)$$

Durch Einführung der geometrischen Bewehrungsgrade ρ_b und ρ_n :

$$\rho_b = \frac{A_{SP}}{A_{MW,b}} \quad \text{bzw.} \quad \rho_n = \frac{A_{SP}}{A_{MW,n}} \quad (9.14)$$

mit: $A_{MW,n} = A_{MW,b} - A_{SP}$

und des Verhältnisses der E-Moduln des Spiralanker-Stahls und des Mauerwerks:

$$\alpha_E = \frac{E_{SP}}{E_{MW}} \quad (9.15)$$

kann für die resultierenden Kräfte infolge der Zwangsschnittgröße F geschrieben werden:

$$F_{MW,I} = F \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad \text{und} \quad F_{SP,I} = F \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_n}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad (9.16)$$

Hier bietet sich eine einfache Prüfung an: $1 = \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} + \frac{\alpha_E \cdot \rho_n}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n}$

Die Spannungen im Mauerwerk bzw. in den Spiralankern ergeben sich zu:

$$\sigma_{MW,I} = \frac{F}{A_{MW,n}} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} = \frac{F}{A_i} \quad \text{und} \quad \sigma_{SP,I} = \frac{F}{A_{SP}} \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_n}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} = \frac{F}{A_i} \cdot \alpha_E \quad (9.17)$$

Für die Verhältnisse der Dehnungen des Mauerwerks und der Spiralanker im Bereich I zu den Dehnungen des Mauerwerks im Bereich 0 bzw. den Dehnungen der Spiralanker im Riss gelten folgende Gleichungen:

$$\epsilon_{MW,I} = \epsilon_{SP,I} = \epsilon_{MW,0} \cdot \frac{1}{\rho_b / \rho_n + \alpha_E \cdot \rho_b} \quad (9.18)$$

$$\varepsilon_{MW,I} = \varepsilon_{SP,I} = \varepsilon_{SP,R} \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_b}{\rho_b/\rho_n + \alpha_E \cdot \rho_b} = \varepsilon_{SP,R} \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_n}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad (9.19)$$

$$\varepsilon_{MW,0} = \varepsilon_{SP,R} \cdot \alpha_E \cdot \rho_b \quad (9.20)$$

Die Gesamtdehnsteifigkeit des Verbundquerschnitts im Bereich I ergibt sich aus der Summe der Dehnsteifigkeiten der beiden Materialien zu:

$$\begin{aligned} E_{MW} \cdot A_i &= E_{MW} \cdot A_{MW,n} + E_{SP} \cdot A_{SP} \\ &= E_{MW} \cdot (A_{MW,n} + \alpha_E \cdot A_{SP}) \\ &= E_{MW} \cdot (A_{MW,b} + A_{SP} \cdot (\alpha_E - 1)) \end{aligned} \quad (9.21)$$

mit α_E als Verhältniswert der Elastizitätsmoduln, siehe Gl. (9.15).

Der Faktor in Gl. (9.21), der die Flächen $A_{MW,b}$ und A_{SP} kombiniert, wird als ideelle Fläche A_i , siehe auch Gl. (9.22), bezeichnet. Die Spiralankerfläche wird über das Verhältnis der E-Moduln α_E auf eine äquivalente Mauerwerksfläche mit derselben Dehnsteifigkeit (unter Ansatz von E_{MW}) vergrößert.

$$A_i = A_{WM,b} + A_{SP} \cdot (\alpha_E - 1) \quad (9.22)$$

mit:

A_i ideelle Mauerwerksfläche

$A_{MW,b}$ Brutto-Querschnittsfläche des Mauerwerks, $A_{MW,b} = t \cdot h$,
t Wanddicke, h Wandhöhe

A_{SP} Spiralankerfläche

9.4.3 Betrachtungen an der Stelle des Risses

Da der Riss allein von Spiralankern überbrückt wird, tritt an dieser Stelle in den Spiralankern die größte Zugkraft und somit auch die größte Dehnung $\varepsilon_{SP,R}$ auf, siehe Bild 9.8. Die Zugkraft entspricht der Zwangsschnittgröße F , siehe auch Gl. (9.5). In den Rissufern wird über die Einleitungslänge l_{es} ein Teil dieser Zugkraft über den Verbund mit dem Mörtel in das Mauerwerk eingeleitet.

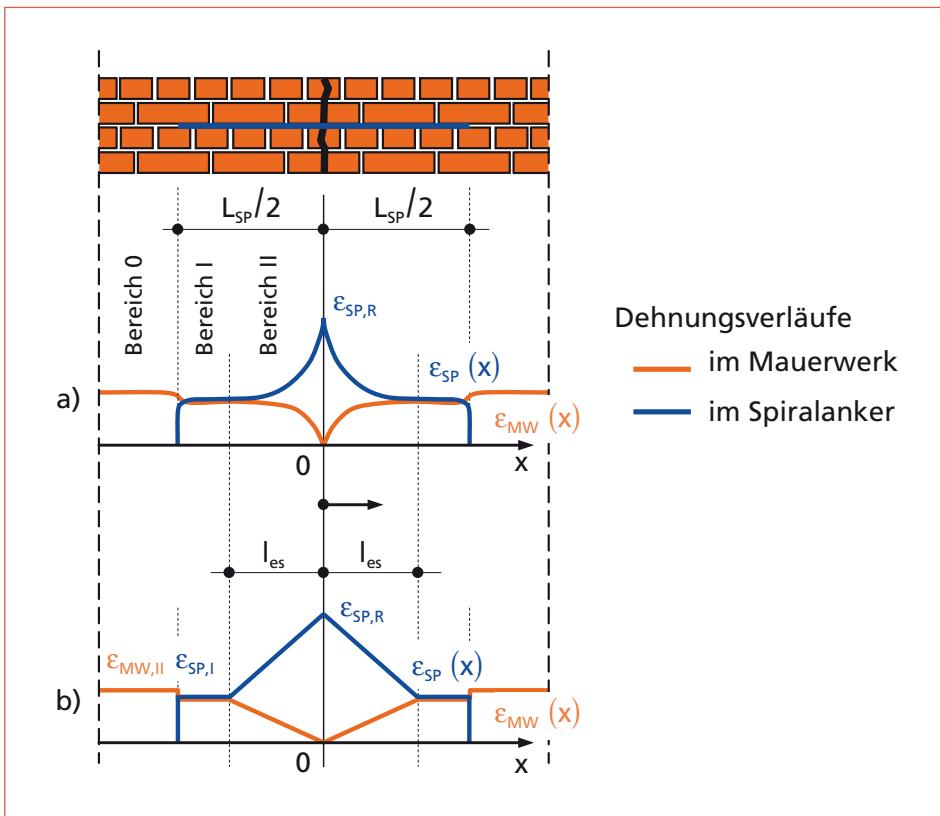


Bild 9.8 a) Wirklichkeitsnahe Verläufe der Dehnungen des Spiralankers und des Mauerwerks,
b) Rechenmodell für den Verlauf der Dehnungen

Im Riss ergibt sich die resultierende Spiralankerkraft zu:

$$F_{SP,R} = \sigma_{SP,R} \cdot A_{SP} \quad (9.23)$$

$F_{SP,R}$ Summe der Kräfte in den einzelnen Spiralankern infolge Dehnungsbehinderung an der Stelle des Risses

$\sigma_{SP,R}$ Spannung im Spiralanker an der Stelle des Risses

A_{SP} Summe der Querschnittsflächen der Spiralanker im betrachteten Bereich, z. B.
1 m Wandhöhe

$F_{SP,R}$ entspricht der auftretenden Kraft im Mauerwerk im Bereich 0 und damit auch der Kraft infolge Zwangs F , siehe Gl. (9.5). Somit lässt sich die im Spiralanker im Riss auftretende Spannung in Abhängigkeit von der Zwangbeanspruchung ermitteln:

$$\sigma_{SP,R} = \frac{F}{A_{SP}} \quad (9.24)$$

Die Dehnung des Spiralankers kann angegeben werden zu:

$$\varepsilon_{SP,R} = \frac{\sigma_{SP,R}}{E_{SP}} \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_{SP,R} = \frac{F}{E_{SP} \cdot A_{SP}} \quad (9.25)$$

Wird Gl. (9.6) nach F umgestellt und in Gl. (9.25) eingesetzt, erhält man die im Bereich 0 behinderte Dehnung in Abhängigkeit von der behinderten Stahldehnung im Riss:

$$\varepsilon_{MW,0} = \varepsilon_{SP,R} \cdot \frac{E_{SP} \cdot A_{SP}}{E_{MW} \cdot A_{MW,b}} \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_{MW,0} = \varepsilon_{SP,R} \cdot \alpha_E \cdot \rho_b \quad (9.26)$$

mit:

$\varepsilon_{MW,0}$ bezogene behinderte Mauerwerksdehnung im Bereich 0

$\varepsilon_{SP,R}$ bezogene behinderte Stahldehnung im Riss

$\alpha_E = E_{SP}/E_{MW}$ und $\rho_b = A_{SP}/A_{MW,b}$

9.4.4 Betrachtungen im Bereich II (Einleitungslänge) des bewehrten Mauerwerks

Genauso wie im Bereich I teilen sich im Bereich II das Mauerwerk und die Spiralanker den Normalkraftabtrag. Dabei nimmt infolge der Kraftübertragung über den Verbundmörtel die Ankerspannung vom Riss ausgehend ab und die Spannung im Mauerwerk zu, siehe Bild 9.6.

Die Summe der resultierenden Kräfte der Anker und des Mauerwerks entspricht an jeder beliebigen Stelle der Einleitungslänge l_{es} der Normalkraft infolge Zwangs.

$$\sigma_{MW,II}(x) = \frac{F}{A_i} \cdot \frac{x}{l_{es}} \quad (9.27)$$

$$\sigma_{SP,II}(x) = F \cdot \left(\left(\frac{\alpha_E}{A_i} - \frac{1}{A_{SP}} \right) \cdot \frac{x}{l_{es}} + \frac{1}{A_{SP}} \right) \quad (9.28)$$

Die vom Spiralanker auf das Mauerwerk übertragende Kraft ΔF_{SP} ergibt sich aus der Differenz der Spiralankerkraft im Riss Gl. (9.24) und der Kraft im Spiralanker im Bereich I, Gl. (9.16).

$$\Delta F_{SP} = F - F \cdot \frac{\alpha_E \cdot \rho_n}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} = F \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad (9.29)$$

Unter Verwendung der Gln. (9.5) und (9.23) ergibt sich ΔF_{SP} zu:

$$\Delta F_{SP} = \sigma_{SP,R} \cdot A_{SP} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad (9.30)$$

ΔF_{SP} wird über die Verbundspannungen im Mörtel in das Mauerwerk eingeleitet. Zur Übertragung der Spannungen auf den Mörtel steht nur die Oberfläche des Spiralankers zur Verfügung.

Bei Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung über die Einleitungslänge gilt:

$$\Delta F_{SP} = l_{es} \cdot U_{SP} \cdot \tau_{v,m} \quad (9.31)$$

Hierin sind:

U_{SP} Umfang der Spiralanker

$\tau_{v,m}$ mittlere Verbundspannung

Und unter Berücksichtigung der Gl. (9.30) folgt für die Länge des Einleitungsbereiches l_{es} :

$$l_{es} = \frac{\sigma_{SP,R}}{\tau_{v,m}} \cdot \frac{A_{SP}}{U_{SP}} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad \text{bzw. } l_{es} = \frac{\sigma_{SP,R}}{\tau_{v,m}} \cdot D \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad (9.32)$$

mit:

D Verhältniswert, $D = A_{SP}/U_{SP}$.

Der Verhältniswert D ist im Bild 9.9 mit den zugehörigen Querschnittswerten für die gebräuchlichen Nenndurchmesser $d_N = 8$ und 10 mm angegeben (Spiralanker der Fa. Brutt Saver).

Rundstahl	$d_s = 10 \text{ mm}$	$d_s = 8 \text{ mm}$	Bild 9.9 Querschnittswerte für Spiralanker mit den Nenndurchmessern $d_N = 8$ und 10 mm (Fa. Brutt Saver)
Spiralanker	$d_N = 10 \text{ mm}$	$d_N = 8 \text{ mm}$	
	$A_{SP} = 13,0 \text{ mm}^2$	$A_{SP} = 10,0 \text{ mm}^2$	
	$D = 0,55$	$D = 0,55$	

Tabelle 9.1 enthält eine Zusammenstellung der Berechnungsmöglichkeiten ausgewählter mechanischer Größen der einzelnen Bereiche.

Tabelle 9.1 Spannungen, Dehnungen und resultierende Kräfte in den Mauerwerkbereichen 0 – R

Bereiche	0 $x > l_{sp}/2$	I $l_{es} < x \leq l_{sp}/2 - l_{es}$	II $0 < x \leq l_{es}$	R $x = 0$
Spannung im Mauerwerk	$\sigma_{MW,0} = \frac{F^1}{A_{MW,b}}$	$\sigma_{MW,I} = \frac{F^1}{A_i^{(2)}}$	$\sigma_{MW,II}(x) = \frac{F^1}{A_i^{(2)}} \cdot \frac{x}{l_{es}}$	–
behinderte Dehnung im Mauerwerk	$\varepsilon_{MW,0} = \frac{\sigma_{MW,0}}{E_{MW}}$	$\varepsilon_{MW,I} = \frac{\sigma_{MW,I}}{E_{MW}}$	$\varepsilon_{MW,II}(x) = \frac{\sigma_{MW,II}(x)}{E_{MW}}$	–
resultierende Zugkraft im Mauerwerk	$F_{MW,0} = \sigma_{MW,0} \cdot A_{MW,b}$	$F_{MW,I} = \sigma_{MW,I} \cdot A_{MW,n}$	$F_{MW,II}(x) = \sigma_{MW,II}(x) \cdot A_{MW,n}$	–
Spannung im Spiralanker	–	$\sigma_{SP,I} = \frac{F^1}{A_i^{(2)}} \cdot \alpha_E^{(3)}$	$\sigma_{SP,II}(x) = F^1 \cdot \dots \left(\left(\frac{\alpha_E}{A_i^{(2)}} - \frac{1}{A_{SP}} \right) \cdot \frac{x}{l_{es}} + \frac{1}{A_{SP}} \right)$	$\sigma_{SP,R} = \frac{F^1}{A_{SP}}$
behinderte Dehnung im Spiralanker	–	$\varepsilon_{SP,I} = \frac{\sigma_{SP,I}}{E_{SP}}$	$\varepsilon_{SP,II}(x) = \frac{\sigma_{SP,II}(x)}{E_{SP}}$	$\varepsilon_{SP,R} = \frac{\sigma_{SP,R}}{E_{SP}}$
resultierende Kraft im Spiralanker	–	$F_{SP,I} = \sigma_{SP,I} \cdot A_{SP}$	$F_{SP,II}(x) = \sigma_{SP,II}(x) \cdot A_{SP}$	$F_{SP,R} = \sigma_{SP,R} \cdot A_{SP}$

¹⁾ F, Normalkraft infolge Verformungsbehinderung, siehe Abschnitt 9.5,

²⁾ $A_i = A_{MW,b} + A_{SP} \cdot (\alpha_E - 1) = A_{MW,n} + \alpha_E \cdot A_{SP}$, ideelle Fläche des Verbundquerschnitts, Gl. (9.22),

³⁾ $\alpha_E = E_{SP}/E_{MW}$, Verhältnis der E-Moduln,

Hinweis: F ist über die gesamte Wand zwischen zwei Rissen konstant. Durch Gleichsetzen der abgeleiteten Gleichungen hinsichtlich der Kraft F infolge Zwanges lassen sich die Schnittgrößen aller Wandbereiche miteinander koppeln.

9.4.5 Berechnung der Rissbreite

Unmittelbar nach der Instandsetzung ist der Riss gefüllt und optisch nicht mehr wahrnehmbar. Spätestens im nächsten Winter entstehen wieder Zugspannungen, wenn sich die Wand abkühlt und zusammenzieht. Diese Bewegung wird durch die Spiralanker behindert. Die Behinderung der Wandverkürzung kann das Öffnen des Risses jedoch nicht verhindern. Für die Bemessung des einzulegenden Spiralankerquerschnitts ist die erneute Rissöffnung nach der Instandsetzung die maßgebende Größe.

Als Rechenwert der Rissbreite gilt der Betrag der Rissbreite, der sich nach der Instandsetzung unter ungünstigsten Bedingungen einstellt. Zur Bestimmung des Rechenwertes der neuen Rissbreite infolge einer Bauteildehnung nach der Instandsetzung wird ein Berechnungsschema hergeleitet, das sich am Ansatz des »Eurocodes 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken« orientiert. Für den Mauer-

werksbau, der überwiegend ohne Bewehrung auskommt, gibt es außer einigen »vorsichtigen« Ansätzen kein Berechnungsverfahren zur Bestimmung von Rissbreiten.

Da ein Riss allein von den Spiralankern gekreuzt wird, ergibt sich die Rissbreite immer aus der Differenz der Längenänderung der Spiralanker und der des Mauerwerks. Dehnungsunterschiede zwischen Spiralanker und Mauerwerk treten nur im Bereich der Einleitungslängen l_{es} auf. Die Größe der Dehnungsunterschiede wird jedoch durch die Dehnungen der Wandbereiche 0, I und II maßgeblich beeinflusst. Im Riss selbst findet ausschließlich eine Dehnung des »nackten« Spiralankers statt. Hier erreicht die Dehnung des Spiralankers ihren Maximalwert und verläuft über die Rissbreite konstant. Jedoch entspricht die Dehnung lediglich der Rissbreite. Somit ist der Anteil der Dehnung des Ankers im Riss, an der Gesamtlängenänderung, verschwindend klein und wird hier aus Gründen der Einfachheit vernachlässigt.

Der Anteil einer Wandabschnittshälfte an der Gesamtrissbreite errechnet sich somit aus der Differenz der Längenänderung zwischen Spiralanker und Mauerwerk über die Einleitungslänge l_{es} . Die Bezeichnung Wandabschnitt wird hier für das Mauerwerk zwischen zwei benachbarten Rissen verwendet.

$$w_k = \Delta l_{SP}(l_{es}) - \Delta l_{MW}(l_{es}) \quad (9.33)$$

mit den Bezeichnungen:

- | | |
|-------------------------|--|
| w_k | Rechenwert des Rissbreitenanteils aus dem Unterschied der Längenänderung von Spiralanker und Mauerwerk über die zugehörige Einleitungslänge l_{es} |
| $\Delta l_{SP}(l_{es})$ | Längenänderung des Spiralankers innerhalb der Einleitungslänge l_{es} |
| $\Delta l_{MW}(l_{es})$ | Längenänderung des Mauerwerks innerhalb der Einleitungslänge l_{es} |

Obwohl die Wandabschnitte zwischen den Rissen i. d. R. unterschiedliche Längen besitzen bzw. unterschiedlich in ihrem Dehverhalten behindert werden, weisen die über die Spiralanker übertragenen resultierenden Zwangnormalkräfte (Koppelkräfte) links und rechts des Risses stets die gleiche Größe auf.

Somit sind sowohl alle Dehnungen als auch die Länge des Krafteinleitungsbereiches in beiden Rissufern unter den getroffenen Annahmen identisch.

Die linearisierten Verläufe der Dehnungen der Spiralanker und des Mauerwerks über die Krafteinleitungslänge (Bereich II) lassen sich durch folgende Gleichungen beschreiben:

$$\epsilon_{SP,I}(x) = \frac{\epsilon_{SP,I} - \epsilon_{SP,R}}{l_{es}} \cdot x + \epsilon_{SP,R} \quad (9.34)$$

$$\epsilon_{MW,II}(x) = \frac{\epsilon_{MW,I}}{l_{es}} \cdot x \quad (9.35)$$

mit:

- | | |
|-----------------------|--|
| $\epsilon_{SP,R}$ | Dehnung im Spiralanker an der Stelle des Risses |
| $\epsilon_{SP,I}$ | Dehnung im Spiralanker im Bereich I |
| $\epsilon_{SP,II}(x)$ | Dehnungsverlauf im Spiralanker im Bereich II, $0 > x > l_{es}$ |

- $\varepsilon_{MW,I}$ Dehnung im Mauerwerk im Bereich I
 $\varepsilon_{MW,II}(x)$ Dehnungsverlauf im Mauerwerk im Bereich II, $0 > x > l_{es}$

Für den Rechenwert des Rissbreitenanteils (am linken oder rechten Riss) infolge der Bewegungen in der Wand j gilt:

$$w_{k,j} = \int_0^{l_{es}} \varepsilon_{SP,II}(x) - \varepsilon_{MW,II}(x) dx \quad (9.36)$$

Hierin sind:

- $w_{k,j}$ Rechenwerte des Rissbreitenanteils links und rechts der Wand j
 l_{es} Einleitungslänge, in der die Zugkraft vom Spiralanker über Verbund in das Mauerwerk eingeleitet wird (jeweils links und rechts neben dem Riss)
 $\varepsilon_{SP,II}(x)$ Verlauf der Dehnung der Spiralanker im Einleitungsbereich mit der Länge l_{es}
 $\varepsilon_{MW,II}(x)$ Verlauf der Dehnung des Mauerwerks im Einleitungsbereich mit der Länge l_{es}

$$w_{k,j} = \int_0^{l_{es}} \left(\frac{\varepsilon_{SP,I} - \varepsilon_{SP,R}}{l_{es}} \cdot x + \varepsilon_{SP,R} - \frac{\varepsilon_{MW,I}}{l_{es}} \cdot x \right) dx = \frac{\varepsilon_{SP,I} + \varepsilon_{SP,R} - \varepsilon_{MW,I}}{2} \cdot l_{es}$$

Wird weiterhin berücksichtigt, dass die Dehnung des Mauerwerks am Ende der Einleitungslänge l_{es} (zu Beginn des Bereiches I) und die Dehnung des Spiralankers gleich sind: $\varepsilon_{MW,I} = \varepsilon_{SP,I}$, siehe auch Gl. (9.9) und Bild 9.8, ergibt sich der Rechenwert des Rissbreitenanteils der dazugehörenden Krafteinleitungslänge zu:

$$w_{k,j} = \varepsilon_{SP,R} \cdot \frac{l_{es}}{2} \quad (9.37)$$

mit:

- $\varepsilon_{SP,R}$ Dehnung des Spiralankers im Riss
 l_{es} Einleitungslänge

Die Gesamttrissbreite setzt sich aus der Summe der Verformungsunterschiede zwischen Mauerwerk und Spiralanker über die Einleitungslängen links und rechts des untersuchten Risses zusammen. Da die Einleitungslängen, wie oben bereits erläutert, links und rechts des Risses die gleiche Größe besitzen, erhält man die Gesamttrissbreite aus der Verdopplung des Rissbreitenanteils einer Einleitungslänge.

$$w_k = 2 \cdot w_{k,j} = \varepsilon_{SP,R} \cdot l_{es} \quad (9.38)$$

Die Einleitungslänge l_{es} kann unter der Annahme bestimmt werden, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Verbundfestigkeit voll ausgenutzt wird. Anstelle der mittleren Verbundspannung $\tau_{v,m}$ in Gl. (9.32) kann dann der Mittelwert der experimentell bestimmmbaren mittleren Verbundfestigkeit f_{bm} angenommen werden. Die statisch erforderliche Einleitungslänge ergibt sich dann entsprechend der nachfolgenden Gleichung.

$$l_{es} = \frac{F}{A_{SP} \cdot f_{bm}} \cdot D \cdot \frac{1}{1 + \alpha_E \cdot \rho_n} \quad (9.39)$$

mit:

f_{bm} mittlere Verbundfestigkeit des Ankermörtels mit dem Spiralanker

A_{SP} Querschnittsfläche der Spiralanker

D Verhältniswert, $D = A_{SP}/U_{SP}$

F Normalkraft infolge Verformungshinderung

Die Unbekannte in der Gl. (9.39) ist die Normalkraft F. Zusammen mit der Gl. (9.43) ergibt sich ein Gleichungssystem, zur Berechnung der Unbekannten l_{es} und F.

Die Ankerdehnung im Riss kann mit Gl. (9.25) in Abhängigkeit von der Länge des Einleitungsbereiches angegeben werden.

$$\epsilon_{SP,R} = \frac{f_{bm}}{E_{SP}} \cdot \frac{l_{es}}{D} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \quad (9.40)$$

Eingesetzt in Gl. (9.38) folgt für die rechnerischen Gesamttrissbreite w_k :

$$w_k = \frac{f_{bm}}{E_{SP}} \cdot \frac{l_{es}^2}{D} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \quad (9.41)$$

Im Bild 9.10 sind die Mauerwerksbereiche hellblau angelegt, die die jeweilige Rissbreite beeinflussen.

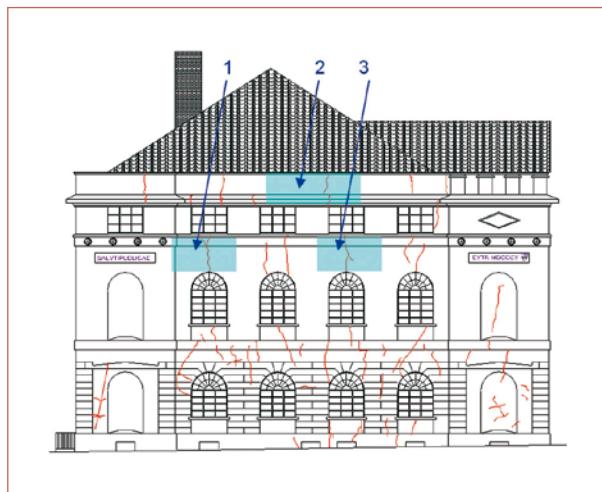


Bild 9.10 Drei Beispiele für die anzusetzenden Dehnängen zur Rissbreitenberechnung

9.5 Berechnung der Kraft F infolge der Dehnungsbehinderung

Es wird angenommen, dass die Abstände der Mittelachsen der Wände trotz der Längenänderung der Wände gleich bleiben. Diese Annahme ist gerechtfertigt, da die Mittelachse der Wand im Falle der Wandlängenänderung den Ruhepunkt der Verformung darstellt. Längenänderungen der Wand rufen Rissverbreiterungen bzw. -schließungen hervor.

Damit ergibt sich die Gesamtlängenänderung des Abstandes der Mittelachsen zu Null, d. h. $\Delta L = 0$. In Gl. (9.42) sind die einzelnen Längenänderungen der Wandbereiche enthalten. Der konstante Dehnungsverlauf des Spiralankers im Riss selbst wird auf Grund seines geringen Anteils an der Rissbreite ausreichend genau mittels der linearen Dehnung über den Einleitungsbereich erfasst.

$$\Delta L = \Delta L^E + \Delta L_0 + \Delta L_I + \Delta L_{II} = 0 \quad (9.42)$$

Hierin sind:

ΔL Gesamtlängenänderung der Wand zwischen den Wandmittelachsen, siehe Bild 9.6

ΔL^E Längenänderung der betrachteten Wand infolge der aufgebrachten Dehnung

ΔL_k Längenänderung der Wandbereiche k (mit $k = 0, I$ und II) infolge der Zwangsnormalkraft

Anmerkung: Die Längen der einzelnen Wandbereiche k lassen sich immer in Abhängigkeit von L (Achsabstand), L_{SP} (Spiralankerlänge) und l_{es} (Einleitungslänge) angeben, s. Bild 9.6, somit gilt:

$$L_0 = L_j - 2 \cdot (L_I + L_{II}) = L_j - 2 \cdot L_{SP}, \quad L_I = L_{SP} - L_{II} \text{ und } L_{II} = l_{es}$$

Es wird vorausgesetzt, dass die einwirkenden (aufgezwungenen) Längenänderungen ε_k^E aller Wandbereiche k gleich groß sind, was bei gleichmäßigem Schwinden oder gleichmäßiger Temperaturänderung über den gesamten Wandabschnitt gilt. Somit kann $\varepsilon_k^E = \varepsilon^E$ gesetzt werden.

Gl. (9.42) kann für die im Abschnitt 9.4 definierten drei Wandbereiche, siehe auch Bild 9.11, wie folgt angeschrieben werden:

$$0 = \varepsilon^E \cdot L + \underbrace{\varepsilon_{MW,0} \cdot L}_{\Delta L_0} - \varepsilon_{MW,0} \cdot L_{SP} + \underbrace{\varepsilon_{MW,I} \cdot (L_{SP} - 2 \cdot l_{es})}_{\Delta L_I} + \underbrace{2 \cdot (\varepsilon_{MW,I} + \varepsilon_{SP,R}) / 2 \cdot l_{es}}_{\Delta L_{II}} \quad (9.43)$$

mit:

L Dehnänge, ergibt sich im Allgemeinen aus der Summe der halben Rissabstände zu den Mittelachsen der Wände links und rechts des untersuchten Risses, siehe Bild 9.6 und Bild 9.10.

Die gesamte Dehnänge L kann i. d. R. in die drei Wandbereiche,

$$\text{entsprechend Abschn. 9.4, eingeteilt werden: } L = \sum_{k=0}^{II} L_i = L_0 + 2 \cdot L_I + 2 \cdot L_{II}$$

L_{SP} gesamte Spiralankerlänge, die i. d. R. vom Werk aus 1 m beträgt. Es wird davon ausgegangen, dass die Spiralanker links und rechts des Risses jeweils um das gleiche Maß versetzt angeordnet werden, sodass der Mittelwert der Spiralankerlänge auf einer Seite des Risses $L_{SP}/2$ beträgt

Bild 9.11 zeigt die Verläufe der Dehnungen für die Spiralanker und das Mauerwerk in der Wand rechts vom Riss. Die Dehnungen sind angegeben vom Riss selbst bis zur Wandmitte. In der Wand links vom Riss sind die Werte der Dehnungen identisch. Ggf. unterscheidet sich die Länge des Abschnitts 0 bei unterschiedlichen Wandlängen.

Durch Ersetzen der Dehnungen $\varepsilon_{MW,0}$, $\varepsilon_{MW,I}$ und $\varepsilon_{SP,R}$ mittels der Ausdrücke in Gleichungen (9.19), (9.20) und (9.40) folgt:

$$0 = \frac{E_{SP} \cdot D}{f_{bm}} \cdot \varepsilon^E \cdot L + \alpha_E \cdot \left(L_{SP} \cdot (\rho_n - \rho_b \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n)) + L \cdot \rho_b \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \right) \cdot l_{es} + l_{es}^2 \quad (9.44)$$

Die Lösung der Normalform der quadratischen Gleichung bzgl. l_{es} (Krafteinleitungslänge) ergibt:

$$l_{es} = \frac{1}{2 \cdot f_{bm}} \cdot \left\{ \frac{\alpha_E \cdot f_{bm} \cdot (-L \cdot (\rho_b + \alpha_E \cdot \rho_b \cdot \rho_n) + L_{SP} \cdot (\rho_b - \rho_n + \alpha_E \cdot \rho_b \cdot \rho_n)) + \dots}{\sqrt{f_{bm} \cdot (-4 \cdot D \cdot \varepsilon^E \cdot E_{SP} \cdot L + \alpha_E^2 \cdot f_{bm} \cdot (L_{SP} \cdot \rho_n + (L - L_{SP}) \cdot \rho_b \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n))^2)}} \right\} \quad (9.45)$$

Durch Umstellung der Gl. (9.39) lässt sich unter Ansatz der nun bekannten Krafteinleitungslänge l_{es} die Kraft F infolge der Dehnungsbehinderung durch die Spiralanker berechnen.

$$F = l_{es} \cdot f_{bm} \cdot \frac{A_{SP}}{D} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \quad (9.46)$$

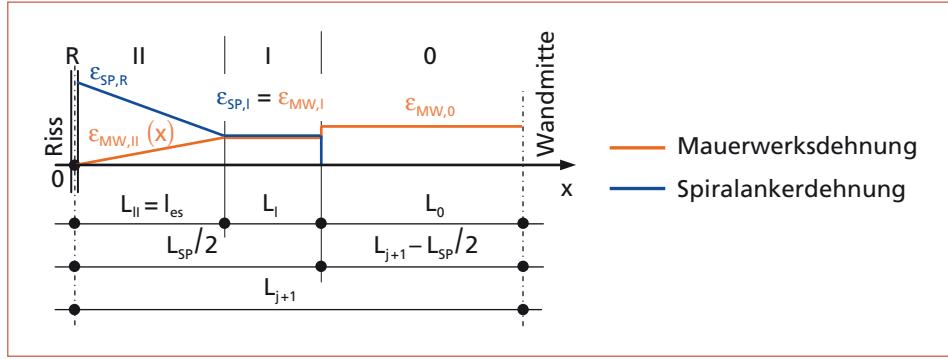


Bild 9.11 Modell der Dehnungsverläufe im Spiralanker und im Mauerwerk in der Wand rechts des Risses

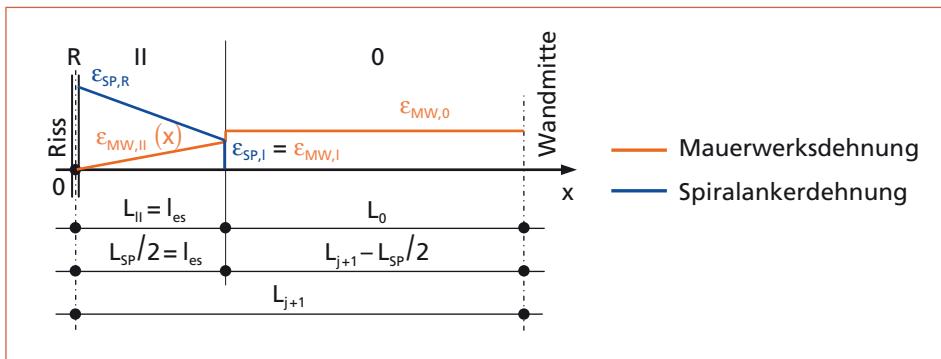


Bild 9.12 Modell der Dehnungsverläufe im Spiralanker und im Mauerwerk in der Wand rechts des Risses unter Vernachlässigung des Bereiches I

Wird die Spiralankerlänge gleich der Einleitungslänge gesetzt: $L_{SP} = 2 \cdot l_e$, siehe Bild 9.12, verschwindet der Bereich I und der Ansatz »verkürzt« sich scheinbar.

$$\Delta L = \Delta L^E + \Delta L_0 + \Delta L_{II} = 0 \quad (9.47)$$

$$0 = \varepsilon^E \cdot L + \underbrace{\varepsilon_{MW,0} \cdot L - 2 \cdot \varepsilon_{MW,0} \cdot l_{es}}_{L_0} + \underbrace{2 \cdot (\varepsilon_{MW,I} + \varepsilon_{SP,R})/2 \cdot l_{es}}_{L_{II}} \quad (9.48)$$

Durch Ersetzen der Dehnungen $\varepsilon_{MW,0}$, $\varepsilon_{MW,I}$ und $\varepsilon_{SP,R}$ durch die Ausdrücke in Gleichungen (9.19), (9.20) und (9.40) folgt, wieder die Normalform der quadratischen Gleichung.

$$0 = \frac{E_{SP} \cdot D}{f_{bm}} \cdot \frac{\varepsilon^E}{2 \cdot \alpha_E \cdot (\rho_n - \rho_b \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n)) + 1} \cdot L + \frac{\rho_b \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n)}{2 \cdot \rho_n - 2 \cdot \rho_b \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) + 1/\alpha_E} \cdot L \cdot l_{es} + l_{es}^2 \quad (9.49)$$

$$l_{es} = \frac{\alpha_E \cdot f_{bm} \cdot L \cdot \rho_b \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_n) - \dots}{\sqrt{(\alpha_E \cdot f_{bm} \cdot L \cdot \rho_b + \alpha_E^2 \cdot f_{b,m} \cdot \rho_b \cdot \rho_n)^2 + \dots}} \quad (9.50)$$

$$\left(\sqrt{4 \cdot D \cdot \varepsilon^E \cdot E_{SP} \cdot f_{bm} \cdot L \cdot (-1 + 2 \cdot \alpha_E \cdot (\rho_b + (-1 + \alpha_E \cdot \rho_b) \cdot \rho_n))} \right)$$

$$2 \cdot f_{bm} \cdot (-1 + 2 \cdot \alpha_E \cdot (\rho_b + (-1 + \alpha_E \cdot \rho_b) \cdot \rho_n))$$

Wiederum lässt sich die quadratische Gleichung bzgl. l_{es} (Krafteinleitungslänge) nach dem bekannten Verfahren lösen. Nachteilig ist der Zuwachs an Termen in Gl. (9.50) gegenüber der Lösung Gl. (9.45).

Parameterstudien zeigten, dass sich die numerische Lösung der Gl. (9.50) nur unwesentlich gegenüber Gl. (9.45) verändert, siehe auch die Beispielrechnung.

Für eine Vereinfachung der mechanischen Ansätze und vor allem der Lösung wird es notwendig, Kompromisse hinsichtlich des mechanischen Modells einzugehen. Diese Kompromisse dürfen jedoch das numerische Ergebnis nicht wesentlich ändern.

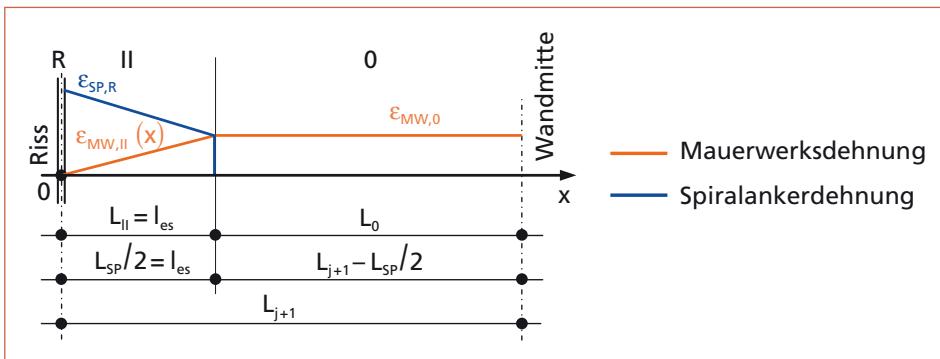


Bild 9.13 Modell der Dehnungsverläufe im Spiralanker und im Mauerwerk in der Wand rechts des Risses unter Vernachlässigung des Bereiches I und der Annahme, dass am Ende der Einleitungslänge die Dehnungen $\varepsilon_{SP,II} = \varepsilon_{MW,II} = \varepsilon_{MW,0}$ betragen.

Testrechnungen zeigten, dass das im Bild 9.13 dargestellte Modell eine für den Praktiker handhabbare Lösung sein kann. Kennzeichnend für dieses Modell ist, dass zum einen die Verbundlänge der vorhandenen Spiralankerlänge gleich gesetzt wird und zum anderen, dass die Dehnungen des Mauerwerks und des Spiralankers am Ende der Einleitungslänge der Dehnung des unbewehrten Mauerwerks entsprechen. Der Einfluss des Bereiches I auf die Verbundlänge l_{es} ist vernachlässigbar. Somit ergibt sich die Längenänderung des Bereiches II aus dem Mittelwert der Dehnungen des Spiralankers im Riss und der Mauerwerksdehnung des unbewehrten Mauerwerks, siehe Bild 9.13.

Für die Längenänderung ΔL gilt auch Gl. (9.47). Gl. (9.51) enthält die im Bild 9.13 angegebenen Dehnungen.

$$0 = \varepsilon^E \cdot L + \overbrace{\varepsilon_{MW,0} \cdot L - 2 \cdot \varepsilon_{MW,0} \cdot l_{es}}^{L_0} + \overbrace{2 \cdot (\varepsilon_{MW,0} + \varepsilon_{SP,R})/2 \cdot l_{es}}^{L_{II}} \quad (9.51)$$

Durch Ersetzen der Dehnungen $\varepsilon_{MW,0}$ und $\varepsilon_{SP,R}$ mittels der Ausdrücke in Gleichungen (9.19) und (9.40) folgt wieder die Normalform der quadratischen Gleichung.

$$0 = \frac{E_{SP} \cdot D}{f_{bm}} \cdot \frac{\varepsilon^E}{(1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \cdot (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)} \cdot L + \frac{\alpha_E \cdot \rho_b}{1 - \alpha_E \cdot \rho_b} \cdot L \cdot l_{es} + l_{es}^2 \quad (9.52)$$

Die Lösung der Gl. (9.52) bzgl. der Einleitungslänge l_{es} ergibt:

$$l_{es} = \frac{\alpha_E \cdot \rho_b}{2 \cdot (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)} \cdot L + \sqrt{\left(\frac{\alpha_E \cdot \rho_b}{2 \cdot (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)} \cdot L \right)^2 - \frac{E_{SP} \cdot D}{f_{bm}} \cdot \frac{\varepsilon^E}{(1 + \alpha_E \cdot \rho_n) \cdot (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)} \cdot L} \quad (9.53)$$

Eine weitere Vereinfachung kann erzielt werden, indem die Terme $(1 + \alpha_E \cdot \rho_n) = (1 - \alpha_E \cdot \rho_b)$ gesetzt werden. l_{es} ergibt sich dann zu:

$$l_{es} = \frac{\alpha_E \cdot \rho_b}{2} \cdot L + \sqrt{\left(\alpha_E \cdot \rho_b \cdot \frac{L}{2} \right)^2 - \frac{E_{sp} \cdot D}{f_{bm}} \cdot \epsilon^E \cdot L} \quad (9.54)$$

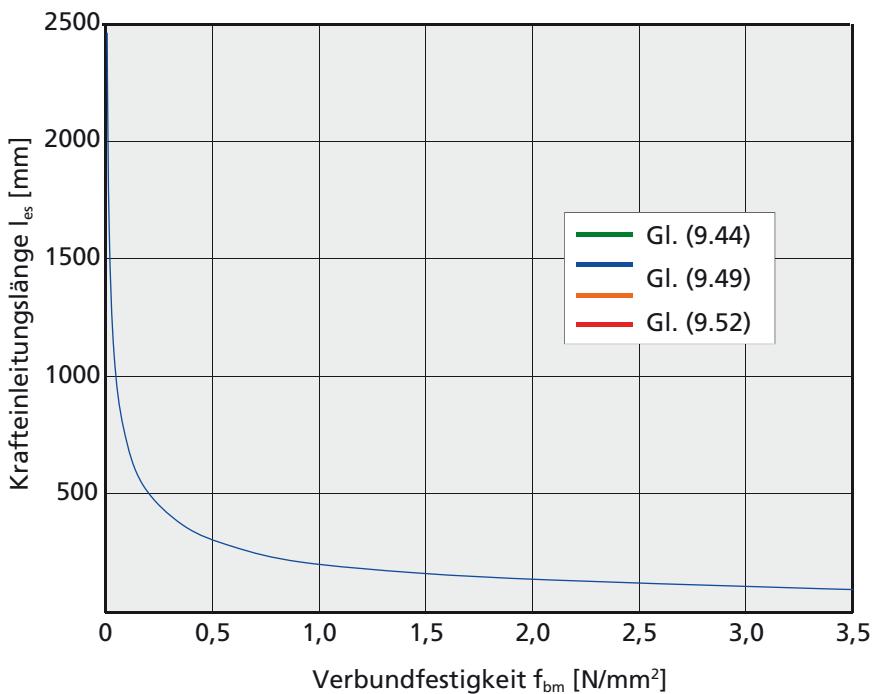
Anhand einer Beispielrechnung werden die Abweichungen der Ergebnisse voneinander dargestellt.

Tabelle 9.2 Eingangsparameter für die Beispielrechnung

Parameterbeschreibung	Maßeinheit	Wert
Einwirkende Dehnung	–	-0,0001
Mauerwerk		
Abstand der Wandmitten	[mm]	7 600
Wanddicke Mauerwerk	[mm]	380
Höhe des betrachteten Wandbereiches	[mm]	1 000
Elastizitätsmodul des Mauerwerks	[N/mm ²]	1 530
Verbundmörtel		
mittlere Verbundfestigkeit des Mörtels nach MFPA-Leipzig-Prüfung	[N/mm ²]	2,3
Spiralanker		
Länge der rissüberbrückenden Spiralanker	[mm]	1 000
Summe der Querschnittsflächen der Spiralanker	[mm ² /m]	40
Verhältnis Spiralankerfläche zu -umfang	[mm]	0,55
Elastizitätsmodul des Spiralanker-Stahls	[N/mm ²]	150 000

Tabelle 9.3 Ergebnisse der Beispielrechnung

Schnittgröße	Einheit	Ergebnisse nach den Gleichungen				
		(9.45)	(9.50)	(9.53)	(9.54)	
Einleitungslänge	l_{es}	[mm]	130,22	130,19	130,18	130,49
Zwangskraft	F	[N]	22 006	22 001	22 000	22 052
Rissbreite	w_k	[mm]	0,478	0,477	0,477	0,480
max. Dehnung im Spiralanker	$\varepsilon_{SP,R}$	[‰]	3,668	3,667	3,667	3,675
max. Spannung im Spiralanker	$\sigma_{SP,R}$	[N/mm ²]	550,2	550,0	550,0	551,3
max. Dehnung im Mauerwerk	$\varepsilon_{MW,0}$	[‰]	0,038	0,038	0,038	0,038
max. Spannung im Mauerwerk	$\sigma_{MW,0}$	[N/mm ²]	0,058	0,058	0,058	0,058

**Bild 9.14** Abhängigkeit der Krafteinleitungslänge von der Verbundfestigkeit, die Ergebnisse aller vier Rechenansätze wurden übereinander geplottet

Es ist erkennbar, dass die für das jeweilige Ergebnis signifikanten Zahlenwerte aller vier Rechenmodelle gleich sind. Auch Parameterstudien bestätigen diese Feststellung.

Bild 9.14 zeigt die Abhängigkeit der Krafteinleitungslänge von der Verbundfestigkeit. Die Ergebnisse der vier Rechenansätze (Gln. (9.45), (9.50), (9.53) und (9.54)) sind in diesem Diagramm dargestellt. Im Maßstab dieses Diagramms sind keine Ergebnisunterschiede zwischen den Rechenansätzen erkennbar.

Aus diesem Grund ist es für die praktikable Anwendung sinnvoll, mittels der Gl. (9.53) die Krafteinleitungslänge zu bestimmen.

Im Diagramm, Bild 9.15, ist die Abhängigkeit der Krafteinleitungslänge vom Spiralankerquerschnitt im untersuchten Mauerwerksabschnitt (mit der Höhe h) dargestellt. Erst bei einem Bewehrungsgrad mit 60 mm^2 Spiralankerquerschnitt beginnen sich die Kurven »sichtbar« voneinander zu entfernen. Bei einem (unreal großen) Spiralankerquerschnitt von 120 mm^2 beträgt die Abweichung zwischen dem Ansatz nach Gl. (9.45) und Gl. (9.54) ca. 2%.

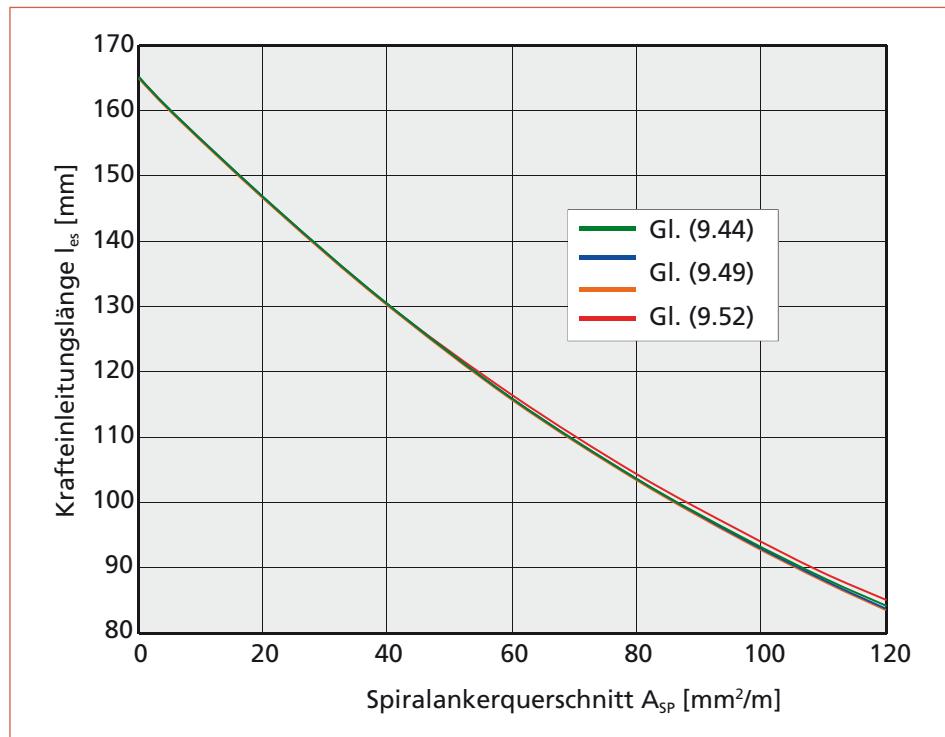


Bild 9.15 Abhängigkeit der Krafteinleitungslänge vom Spiralankerquerschnitt, die Ergebnisse aller vier Rechenansätze wurden übereinander geplottet

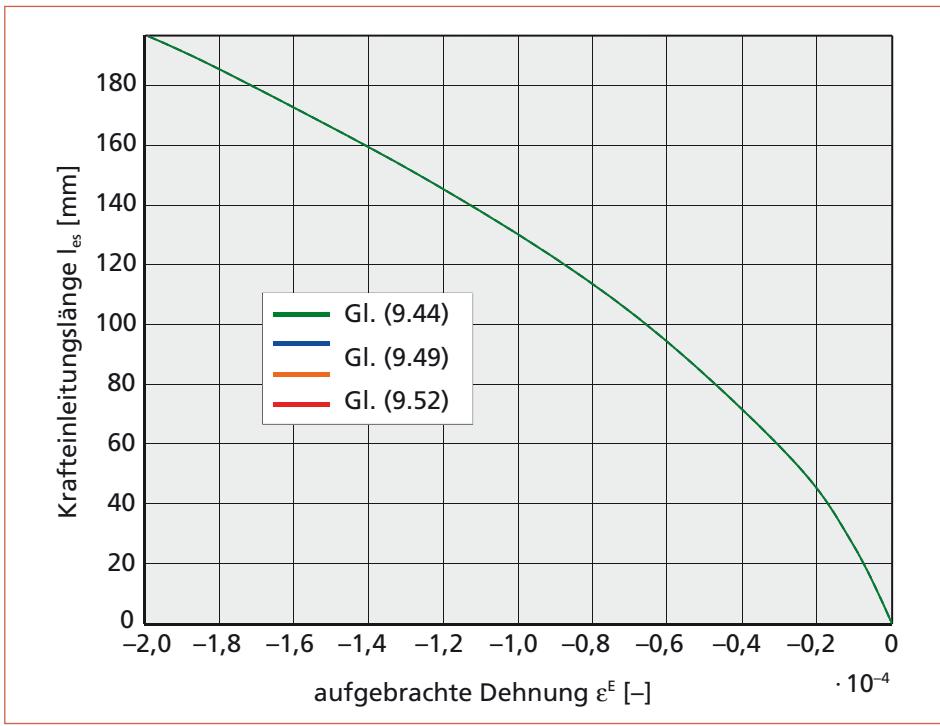


Bild 9.16 Abhängigkeit der Krafteinleitungslänge von der aufgebrachten Dehnung, die Ergebnisse aller vier Rechenansätze wurden übereinander geplottet

9.6 Untersuchungen zur exzentrischen Beanspruchung des Mauerwerks durch Temperatur

Alle bisher durchgeföhrten rechnerischen Ableitungen und Betrachtungen gehen davon aus, dass die gerissene Wand einer zentrischen Beanspruchung ausgesetzt ist. Das ist jedoch nur der Fall, wenn:

- über die Dicke der Wand die Temperatur konstant ist,
- eine ebenso konstante Temperaturänderung über die Dicke der Wand stattfindet,
- die Dehnungsbehinderung über den gesamten Wandquerschnitt gleich ist und
- die Spiralanker symmetrisch zur Wandmittelachse in den Bereichen der Außen- und Innenseite der Wand eingebaut sind.

In der Realität stellen die untersuchten Wände gegen die Außenluft abschließende Bau-teile dar. Der maßgebende Lastfall ist somit i. d. R. die Abkühlung an der Wandaußen-seite, während es auf der inneren Wandseite wärmer bleibt. Das Temperaturgefälle nach

außen verursacht eine Verkrümmung der Wand, die von außen gesehen, konkav ist. Wird diese Verkrümmung z. B. durch eine mit ihr verbundene Geschossdecke behindert, entstehen Biegezugsspannungen an der erkalteten Wandaußenseite und Biegendruckspannungen auf der Wandinnenseite. Maßgebend für die Berechnung von Rissbreitenänderungen infolge Temperatur ist also immer eine Temperaturänderung, bei der sich eine Wandseite bzw. die gesamte Wand abkühlt und verkürzt.

Die nachfolgenden Überlegungen führen zu einem sehr vereinfachten Rechenmodell, auf dessen Grundlage sich die Größe einer zentrischen Beanspruchung abschätzen lässt.

Ausgangspunkt sind hierbei die Mauerwerkstemperaturen T_{Inst} zum Zeitpunkt der Instandsetzung. Bei diesen Temperaturen werden die Spiralanker mit dem Mauerwerk verbunden und der Riss gefüllt.

Jedoch ist sowohl die Verbundfestigkeit des Reparaturmörtels als auch die Dehnsteifigkeit der den Riss kreuzenden Spiralanker bedeutend geringer, als die entsprechenden Parameter des intakten Mauerwerks. Das bedeutet, ein neuer Riss entsteht wieder an der Stelle des gefüllten Risses, sobald die Wandtemperaturen im Bereich des Risses unterhalb der Instandsetzungstemperatur liegen und sich das Mauerwerk verkürzt. Die neue Rissbreite beträgt jedoch einen Bruchteil der Rissbreite des Risses vor dem Verpressen. Weitere, neue Mauerwerksrisse infolge Temperatur entstehen nach Durchführung der Instandsetzungsarbeiten mittels Spiralankern nicht.

Zur rechnerischen Abschätzung der Rissbreite wird angenommen, dass der Temperaturgradient, der sich bei der Wandabkühlung von außen über die Wanddicke einstellt, linear verläuft. Die Temperaturunterschiede ΔT gegenüber dem Temperaturverlauf in der Wand zum Instandsetzungszeitpunkt ergeben sich aus den Gln. (9.55).

Hinweis: Bei Verwendung der Gln. (9.55) sind alle Temperaturen vorzeichenbehaftet anzusetzen.

$$\Delta T_a = \min T_a - T_{\text{Inst},a}$$

$$\Delta T_i = \max T_i - T_{\text{Inst},i} \quad (9.55)$$

Mit:

- ΔT_a Temperaturdifferenz zwischen der für die Rissöffnung maßgebenden Temperatur und der Instandsetzungstemperatur auf der Wandaußenseite
- ΔT_i Temperaturdifferenz zwischen der für die Rissöffnung maßgebenden Temperatur und der Instandsetzungstemperatur auf der Wandinnenseite
- $\min T_a$ tiefste mögliche Temperatur auf der Wandaußenseite
- $\max T_i$ gleichzeitig mit der tiefsten Temperatur an der Wandaußenseite auftretende höchste Temperatur auf der Wandinnenseite
- $T_{\text{inst},a}$ Außentemperatur der Wand, unter der die Instandsetzung (Rissanierung) durchgeführt wird
- $T_{\text{inst},i}$ Innentemperatur der Wand, unter der die Instandsetzung (Rissanierung) durchgeführt wird

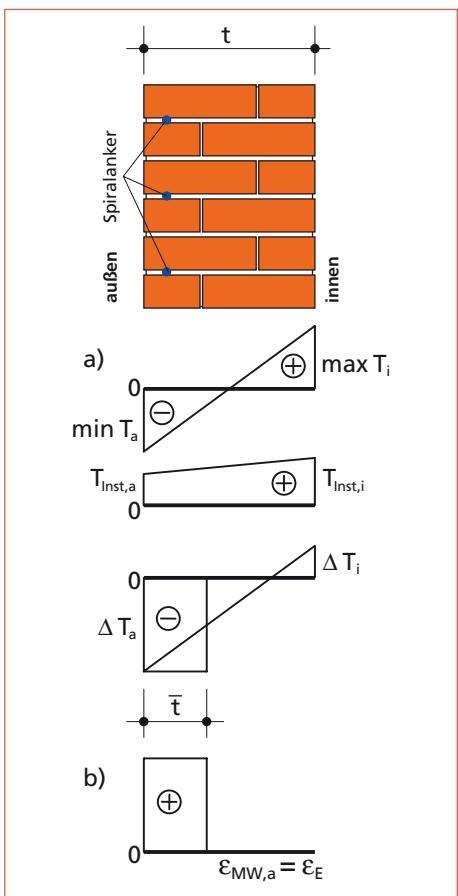


Bild 9.17 a) maßgebende Temperaturverläufe in der Wand,
b) zentrische Dehnungen über die reduzierte
Wanddicke \bar{t}

Ersetzt man den dreiecksförmigen Verlauf der Temperaturunterschiede des maßgebenden Temperaturlastfalls durch eine konstanten Verlauf, unter der Bedingung, dass ΔT_a erhalten bleibt, halbiert sich die Breite des Bereiches, in dem sich das Mauerwerk verkürzt.

Unter Verwendung der Gl. (9.4), siehe auch Abschnitt 9.4, erhält man ein sehr vereinfachtes Modell für zentrisch auftretende Dehnungen ε^E , über eine reduzierte, ideelle Wanddicke \bar{t} , Gl. (9.57).

Hierbei wird weiterhin angenommen, dass die Verformungen über die ideelle Wanddicke \bar{t} gleichmäßig behindert werden. Der Behinderungsgrad wird durch den Faktor δ erfasst.

$$\varepsilon^E = \delta \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \quad (9.56)$$

mit:

ε^E Wert der infolge Temperaturänderung in die Wand eingetragenen, behinderten Dehnung

- δ Faktor zur Erfassung des Behinderungsgrades der Wandverformung
 α_T Ausdehnungskoeffizient,
 Mauerwerk $\alpha_T = 5 \cdot 10^{-6} \dots 9 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$
 ΔT Temperaturänderung, $\Delta T = \Delta T_a$

Die einer ideellen, zentrischen Dehnung ausgesetzte reduzierte Wanddicke lässt sich nach Gl. (9.57) bestimmen. Wobei t für die reale Wanddicke steht.

$$\bar{t} = t \cdot \frac{\Delta T_a}{2 \cdot (\Delta T_a - \Delta T_i)} = t \cdot \vartheta \quad (9.57)$$

mit:

$$\vartheta = \frac{\Delta T_a}{2 \cdot (\Delta T_a - \Delta T_i)} \quad \text{bezogene Temperaturänderung.}$$

ϑ entspricht \bar{t}/t , dem Verhältnis der »rechnerischen Dickenänderung« der Wand.

Ausschließlich für Werte $0 < \vartheta \leq 1$ ist die Berechnung einer ideellen, reduzierten Wanddicke sinnvoll.

Sämtliche Mauerwerksflächen (ideelle, Netto- und Brutto-), siehe z.B. Gln. (9.1), (9.2), (9.6), (9.8) und (9.22) sowie die geometrischen Bewehrungsgrade Gln. (9.14) können unter Ansatz der reduzierten Wanddicke \bar{t} berechnet werden. Ein Vorteil der Anwendung der reduzierten Querschnittsdicke ist im Bild 9.17 erkennbar. Die fiktiv schlankere Wand wird weicher. Die Mauerwerksdehnung spielt somit eine größere Rolle und entlastet die Spiralanker, siehe Tabelle 9.4.

Berechnungsbeispiel

Die Wand wird bei durchschnittlichen Wandtemperaturen auf der Wandinnen- bzw. Wandaußenseite von $T_{inst,a} = T_{inst,i} = +10^\circ\text{C}$ instand gesetzt.

Im Winter kann von einer tiefsten Temperatur auf der Wandaußenseite von $\min T_a = -20^\circ\text{C}$ und auf der (warmen) Wandinnenseite von einer Temperatur von $\max T_i = +20^\circ\text{C}$ ausgegangen werden.

Die Temperaturdifferenzen zwischen der für die Rissöffnung maßgebenden Temperatur und der Instandsetzungstemperatur ergeben sich entsprechend der Gln. (9.55):

- auf der Wandaußenseite: $\Delta T_a = \min T_a - T_{inst,a} = -20 - (+10) = -30^\circ\text{C}$
- auf der Wandinnenseite: $\Delta T_i = \max T_i - T_{inst,i} = +20 - (+10) = +10^\circ\text{C}$

Bei einer Mauerwerksdicke $t = 380 \text{ mm}$ ergibt sich nach Gl. (9.57) eine reduzierte Wanddicke von:

$$\bar{t} = t \cdot \vartheta = 380 \cdot \frac{-30}{2 \cdot (-30 - (+10))} = 380 \cdot 0,375 = 142 \text{ mm}$$

Tabelle 9.4 Auswirkungen der Reduzierung der Wanddicke t

Schnittgröße	Einheit	Ergebnisse nach der Gleichung (9.53) für	
		t = 380 mm	$\bar{t} = 142,5 \text{ mm}$
Einleitungslänge	l_{es}	[mm]	130
Zwangskraft	F	[N]	22 000
Rissbreite	w_k	[mm]	0,48
max. Dehnung im Spiralanker	$\varepsilon_{SP,R}$	[‰]	3,667
max. Spannung im Spiralanker	$\sigma_{SP,R}$	[N/mm ²]	550,0
max. Dehnung im Mauerwerk	$\varepsilon_{MW,0}$	[‰]	0,038
max. Spannung im Mauerwerk	$\sigma_{MW,0}$	[N/mm ²]	0,058
			0,108

Die Auswirkungen der Reduzierung der Wanddicke auf die Schnittgrößen in Tabelle 9.3 sind in Tabelle 9.4 angegeben. Für die Vergleichsrechnung wurden der Ansatz nach Gl. (9.51) und die Parameter nach Tabelle 9.2 verwendet.

Die Verfasser weisen nochmals ausdrücklich darauf hin, dass die Herleitungen der Gln. in den Abschnitten 9.4 und 9.5 zur rechnerischen Ermittlung der Rissbreite für das zentrisch beanspruchte Bauteil auf wirklichkeitsnahen Modellen beruhen. Die Ermittlung der Dicke des ideell, zentrisch beanspruchten Mauerwerks stellt jedoch auf Grund der großen Anzahl der nicht determinierbaren Parameter eine grobe Abschätzung dar.

In den nachfolgenden Diagrammen sind die Abhängigkeiten der Stahlspannung, der Mauerwerksdehnung und der Rissbreite von der bezogenen Temperaturänderung ϑ und der damit möglichen Reduzierung der Wanddicke dargestellt. Untersucht wurden Wände mit den Eingangsparametern nach Tabelle 9.2 und Wanddicken von 240, 380, 450, 500 und 600 Millimetern.

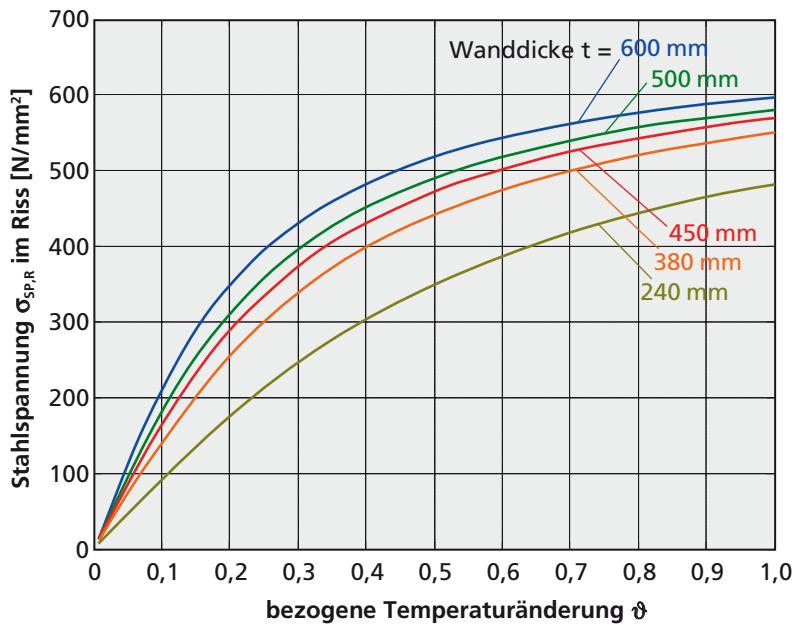


Bild 9.18 Stahlspannung $\sigma_{SP,R}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Temperaturänderung ϑ

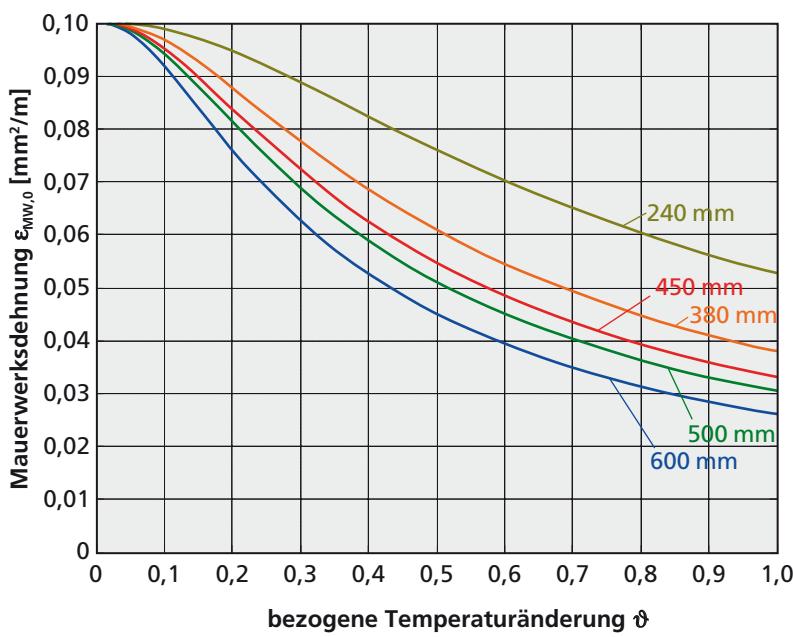


Bild 9.19 Mauerwerksdehnung ε_{MW} in Abhängigkeit von der bezogenen Temperaturänderung ϑ

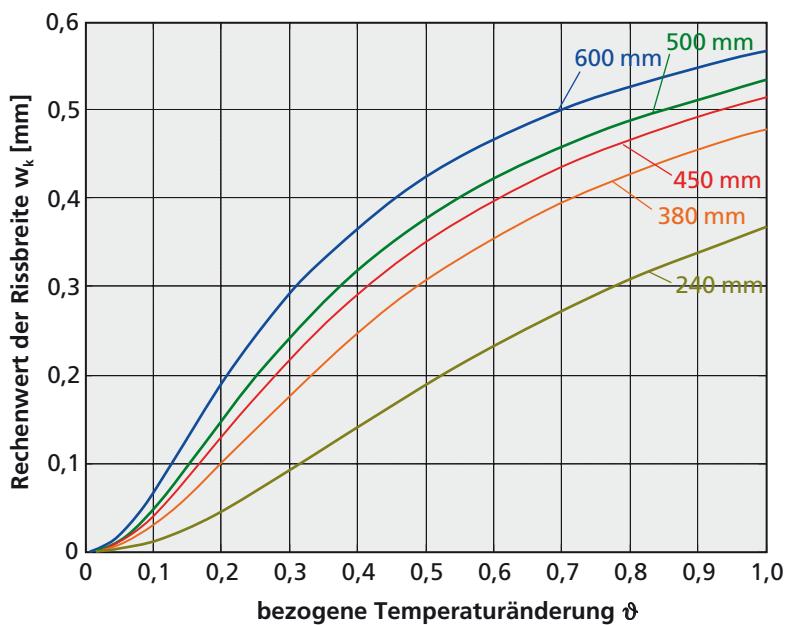


Bild 9.20 Rechenwert der Rissbreite w_k in Abhängigkeit von der bezogenen Temperaturänderung φ

Zusammenstellung der verwendeten Formelzeichen

Indices	
Zeichen	Bedeutung
E	Index für Einwirkungen (engl. effects)
R	Index für Materialwiderstände (engl. resistance)
k	Index für die Wandbereiche 0, I oder II bzw. die Stelle des Risses R
j	Index für die Wand j
b	Index für den Bruttowert der Wandfläche
n	Index für den Nettowert der Wandfläche
i	Index für den ideellen Wert der Wandfläche
m	Index für Mittelwert
MW	Index für Mauerwerk
SP	Index für Spiralanker

Materialkennwerte	
Zeichen	Bedeutung
$R_{0,2}$	Spannung bei Erreichen der Dehngrenze des Spiralanker-Stahls, die bleibende, plastische Verformung beträgt nach Entlastung 0,2 %
$f_{y,k}$	charakteristischer Spannungswert an der Dehngrenze des Spiralanker-Stahls
E_{SP}	Elastizitätsmodul des Spiralanker-Stahls (Mittelwert)
E_{MW}	Elastizitätsmodul des Mauerwerks (Mittelwert)
$f_{MW,t}$	Zugfestigkeit des Mauerwerks
$\epsilon_{MW,t}$	Dehnung im Mauerwerk bei Erreichen der Zugfestigkeit
$\tau_{v,max}$	maximal aufnehmbare Verbundspannung, Verbundfestigkeit
f_{bm}	mittlere Verbundfestigkeit (Materialkenngröße) über die Krafteinleitungslänge l_{es}
α_T	Wärmedehnzahl

Schnittgrößen	
Zeichen	Bedeutung
ε^E	auf die Wand einwirkende Dehnung (negativer Wert bei Wandverkürzung)
ε_T^E	Dehnung infolge Temperaturänderung
ε_S^E	Dehnung infolge Schwindens
τ_v	Verbundspannung im Ankermörtel
$\tau_{v,m}$	idealisierte mittlere Verbundspannung über die Krafteinleitungslänge l_{es}
F	Normalkraft infolge behinderter Verformungen
$\varepsilon_{MW,k}$	Dehnung des Mauerwerks im Bereich k = 0, I oder II bzw. an der Stelle des Risses R
$\sigma_{MW,k}$	Spannung im Mauerwerk im Bereich k
$F_{MW,k}$	Kraft im Mauerwerk in den Bereichen
$\varepsilon_{SP,k}$	Dehnung des Spiralankers im Bereich k = 0, I oder II bzw. an der Stelle des Risses R
$\sigma_{SP,k}$	Spannung im Spiralanker im Bereich k
$F_{SP,k}$	Kraft im Spiralanker in den Bereichen k
ΔF_{SP}	Spiralankerkraft, die über die Einleitungslänge ins Mauerwerk übertragen wird

Abmessungen / geometrische Kennwerte	
Zeichen	Bedeutung
x	Koordinatenachse der Länge
l_{es}	Krafteinleitungslänge
L	Dehnlänge, z. B. Abstand der Mittelachsen der Wände links und rechts neben dem untersuchten Riss
L_{SP}	Länge der Spiralanker
A_{SP}	Fläche des Spiralankerquerschnitts, je betrachteter Wandhöhe, z. B. 1 m Wandhöhe
U_{SP}	Umfang des Spiralankerquerschnitts, je betrachteter Wandhöhe, z. B. 1 m Wandhöhe
D	Verhältniswert der Spiralankerfläche zum Spiralankerumfang
$A_{MW,b}$	Brutto-Fläche des Mauerwerks: $A_{MW,b} = t \cdot h$
$A_{MW,n}$	Netto-Fläche des Mauerwerks: $A_{MW,n} = t \cdot h - A_{SP}$

A_i	ideelle Mauerwerksfläche: $A_i = A_{MW,b} + A_{SP} \cdot (\alpha_E - 1)$
$A_{Verbund}$	Spiralankerfläche auf der Verbundspannungen auftreten
t	Dicke der Mauerwerkswand
\bar{t}	reduzierte Dicke der Mauerwerkswand
h	Höhe des untersuchten Wandabschnitts, es wird empfohlen die Höhe mit dem Wert 1 anzusetzen, die Ergebnisse beziehen sich dann auf pro Meter Wandhöhe
ρ	Bewehrungsgrad
ρ_b	Brutto-Bewehrungsgrad: $\rho_b = A_{SP}/A_{MW,b}$
ρ_n	Netto-Bewehrungsgrad: $\rho_n = A_{SP}/A_{MW,n}$
α_E	Verhältnis der Elastizitätsmoduln: $\alpha_E = E_{SP}/E_{MW}$
ΔL	Längenänderung der Wand infolge der einwirkenden Dehnung: $\Delta L = \varepsilon_E \cdot L$
w_k	Rechenwert der Rissbreite im Mauerwerk

Mechanische Kennwerte	
Zeichen	Bedeutung
EA_{SP}	Dehnsteifigkeit des Spiralankers: $EA_{SP} = E_{SP} \cdot A_{SP}$
EA_i	Ideelle Dehnsteifigkeit des Verbundquerschnitts: $EA_i = E_{MW} \cdot A_i$
EA_{MW}	Dehnsteifigkeit des unbewehrten Mauerwerks: $EA_{MW} = E_{MW} \cdot A_{MW,b}$
δ	Faktor zur Erfassung des Behinderungsgrades der Wandverformung
α_T	Ausdehnungskoeffizient

Temperaturwerte	
Zeichen	Bedeutung
ΔT	Temperaturänderung, Temperaturdifferenz
T_a, T_i	Temperaturen auf der Wandaußen- bzw. Wandinnenseite
T_{Inst}	Wandtemperaturen während der Rissanierung
ϑ	bezogene Temperaturänderung

Literaturverzeichnis

- [1] Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA), Braunschweig: Prüfbericht Dokument-Nr. 1065/7363 a – Gu/Sei vom 28.07.2005. Im Auftrag der Desoi GmbH
- [2] Meichsner, H.: Spiralanker für die Mauerwerksinstandsetzung. Berechnung und Konstruktion. Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag, 2009
- [3] Hain, S.: Experimentelle Untersuchungen des Verbundes von Spiralankern in Ankermörtel. Diplomarbeit an der HTWK Leipzig, Fachbereich Bauwesen. Leipzig, 2011
- [4] Al Bosta, S.: Risse im Mauerwerk. Verformungen infolge von Temperatur und Schwinden. Baupraktische Anwendungsbeispiele. 2., neubearbeitete und erweiterte Auflage. Düsseldorf, Werner, 1999
- [5] Gunkler, E.; Budelmann, H. (Hrsg.): Mauerwerk kompakt – für Studium und Praxis. Köln, Werner, 2008
- [6] Brameshuber, W.: Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender 2013. 38. Jg. Berlin, Ernst und Sohn, 2013
- [7] Meichsner, H.; Rohr-Suchalla, K.: Risse in Beton und Mauerwerk. Ursachen, Sanierung, Rechtsfragen. 2., überarbeitete und erweiterte Auflage. Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag, 2011
- [8] Meichsner, H.: Instandsetzung von gerissenem Mauerwerk mit Spiralankern. Der Bausachverständige 4(2008), Nr. 6, S. 9–12
- [9] Meichsner, H.: Instandsetzung der gerissenen Fassaden am Wismarer Rathaus. Bausubstanz 1(2010), Nr. 3, S. 17–25
- [10] Jahn, Th.; Meichsner, H.: Instandsetzung von gerissenem Mauerwerk mit Spiralankern. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender 2013. 38. Jg. Berlin, Ernst und Sohn, 2013



Stichwortverzeichnis

A

Arbeitsanweisung 105 f.
Ausdehnungskoeffizient (Wärmeausdehnungskoeffizient) 123, 145, 151

B

Bauordnungsrecht 11
Bauregelliste 11
Baustoffkennwert 6
Bauteildehnung 11, 19, 30, 36, 45–48, 55, 62, 64–66, 68–70, 87, 89–91, 102, 131
Bauteiltemperatur, mittlere 17, 20 f.
Behinderungsgrad 19, 22–24, 26, 121, 123, 144 f., 151
Bemessungslastfall 15, 21, 66
Bemessungsverfahren 30, 50, 63 f.
Berechnungsmodell 6, 27, 29, 42, 47, 51, 68
Bewehrungsgrad 45, 75, 77, 126, 141, 145, 151
Brutto-Querschnittsfläche 122, 124 f., 127

D

Dehnlänge 27, 35, 45, 48, 51, 56, 64, 66–71, 91, 101–103, 105, 107, 120, 132, 134 f., 150
Dehnsteifigkeit 75 f., 121, 124, 127, 143, 151

E

Einleitungslänge 43, 47, 49, 64–66, 80, 117–121, 124, 127, 129 f., 132 f., 135, 137 f., 146, 150
Elastizitätsmodul 9, 27–32, 34 f., 48, 52, 60 f., 64, 66, 73–76, 116, 122, 124 f., 127, 139, 149, 151
Endschwindmaß 16 f.

F

Fugenpistole 112

G

Grenzzustand 5
– der Gebrauchstauglichkeit 5, 54, 57–59, 119, 133
– der Tragfähigkeit 5, 57
Gruppenriss 95

H

Haftscherfestigkeit 32 f., 40, 115
Haftverbund 42, 51, 110

I

Instandsetzungstemperatur 21 f., 143, 145
Instandsetzungszeitpunkt 19 f., 87–89, 101 f., 143

K

Krafteinleitungslänge 136, 140–142, 149
Kraft-Rissöffnungs-Kurve 52

L

Lufttemperatur 17, 20, 22, 70, 88

M

Materialkennwert 27, 60, 149
Materialverhalten 56, 115 f.
Mauerwerksbereich 121, 123, 134
Mauerwerksdehnung 27, 45, 56, 62, 64, 66, 70, 73 f., 78, 80, 98, 129, 136–138, 145–147
Mauerwerkskennwert 27
Mauerwerksschlitz 84, 112
Mauerwerks-Zugfestigkeit 31
Mindestbewehrung 61, 63
Mindestüberdeckung 61, 97
Mindestwanddicke 60, 81, 99, 100
Mitwirkung (des ungerissenen Mauerwerks) 62

N

Nenndurchmesser 9, 10, 28 f., 38, 40 f., 44, 46, 49, 61 f., 64, 66, 79, 92, 101, 130

Q

Querschnittsfläche 5, 9 f., 15, 44, 61, 63, 66, 75, 79, 95, 125, 128, 134, 139
Querschnittsschwächung 83, 85–87

R

Rechenmodell, Berechnungsmodell 39, 60, 115, 119 f., 128, 141, 143
Relativverschiebung 117, 119, 125



Rissbildung 5, 15f., 22, 37
Rissbreitenbegrenzung 44, 62, 77, 102
Rissufer 11f., 24, 37, 48, 59, 62f., 65, 72, 78f., 87, 92, 95, 102f., 107, 118, 127, 132
Rissuferverschiebung 72
Rissursache 5, 13, 15, 37, 56, 71, 87, 89, 92, 103f.

S

Schlitzlänge 81f., 95, 98f.
Schlitztiefe 40, 60, 81f., 85f., 92, 100, 106, 107, 109, 112
Schwinden 15f., 57, 68, 71, 92, 115, 122f., 135, 150
Setzung 17, 35, 56f., 60, 88, 92
Setzungsdifferenz 12f., 17, 89, 92, 103, 115
Sicherheitsclip 112f.
Sicherheitskonzept 28, 57, 59
Spiralankerdehnung 64, 136–138
Spiralankeerverbindung 19, 27f., 30, 36f., 41, 44f., 48, 66f., 89, 101, 111
Stahldehnung 45, 51, 92, 129
Stand sicherheitsnachweis 27, 38, 60f., 81f., 97, 107, 109
Statische Berechnung 5, 60, 63f., 66, 100, 105, 107
Streckgrenze 18, 28, 36, 38, 41, 43, 45–48, 51, 55f., 64, 68, 70, 109, 116

T

Tagesmitteltemperatur 17f., 20
Technische Daten 27f., 30
Teilsicherheitsbeiwert 59f.
Temperaturdehnung 22, 63, 89, 125
Temperaturdifferenz 19–21, 93, 143, 145, 151
Temperaturgradient 22, 65, 143
Tragende Bewehrung 5, 9–11, 61f., 97
Trennriss 23, 58

U

Überbindemaß 31–33, 35

V

Verankerungslänge 18, 38–40, 45–47, 92, 100, 105, 119
Verbund
– äußerer 38, 41, 44f., 100
– innerer 38, 41, 45, 49
– perfekter 117
Verbundfestigkeit 18, 27, 36f., 41, 43–49, 52–54, 56, 60, 62, 65f., 111, 115, 119f., 139–141, 143, 149

Verbundmörtel (= Ankermörtel) 115, 118f., 129
Verbundspannung 39, 42, 65, 117–121, 125, 130, 133, 149f.
Versatzmaß 93f., 106
Vorzugsnenndurchmesser 92

W

Wanddicke, reduziert 145
Wärmeausdehnungskoeffizient 18f., 29
Wärmedehnzahl 22, 149
Wärmedehnzahlen 125
Werkstoffeigenschaft 6

Z

Zugfestigkeit 30–34, 61, 115f., 119, 149
Zugkraft-Rissöffnungs-Kurve 51
Zwang 15, 25, 56f., 122
Zwangdehnung 64, 66
Zwangverformung 12

Risse in Beton und Mauerwerk

Ursachen, Sanierung, Rechtsfragen

Heinz Meichsner | Katrin Rohr-Suchalla



2., überarb., erw. Aufl. 2011, 317 Seiten,
zahlr., meist farb. Abb., Tab., Gebunden
ISBN 978-3-8167-8239-1

Risse in Beton- und Mauerwerksbauten sehen oft harmlos aus, können aber das ganze Bauwerk ruinieren. Damit Risse gar nicht erst entstehen, werden die baustofftechnischen, statischen und konstruktiven Grundlagen, die zu beachten sind, erläutert. Der Autor beschreibt die verschiedenen Ursachen der Rissentstehung, die unterschiedlichen Schadensbilder, Möglichkeiten der Rissvermeidung sowie die Verfahren der RissSANIERUNG. Ein eigener Abschnitt befasst sich mit den rechtlichen Problemen wie Haftungs- und Gewährleistungsfragen. Das Buch bietet eine umfassende und anschauliche Darstellung der gesamten Rissproblematik im Massivbau und hilft bei einer schadenfreien Planung und Ausführung und der Versachlichung in Streitfragen.

Fraunhofer IRB■Verlag
Der Fachverlag zum Planen und Bauen

Nobelstraße 12 · 70569 Stuttgart · www.baufachinformation.de

Bauwerksrisse kurz und bündig

Rissentstehung, -ursachen und -vermeidung,
Instandsetzung gerissener Bauteile

Heinz Meichnser



2., überarb. u. erw. Aufl. 2014,
180 Seiten, 184 meist farb. Abb., Tab.,
Kartoniert
ISBN 978-3-8167-9276-5

Es gehört zu den Eigenheiten von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Mauerwerk, dass in ihnen Risse entstehen. Der Laie neigt dazu, sie als Schaden oder Mangel einzustufen. Der Fachmann weiß, dass sie sich in Mauerwerk kaum ganz vermeiden lassen oder in Stahlbetonbauteilen sogar zum statischen Konzept gehören. Anschaulich und verständlich erläutert das Buch, wie Risse entstehen, welche typischen Rissformen es gibt und welche Ursachen sie haben. Es will sowohl dem Baupraktiker als auch dem interessierten Laien die wichtigsten Zusammenhänge über Risse in Massivbauwerken vermitteln. Dazu gibt es Hinweise zu ihrer Vermeidung und zur fachgerechten Sanierung. Die maßgeblichen Regelwerke werden vorgestellt und die wichtigsten Fachbegriffe in einem Glossar erläutert.

Fraunhofer IRB ■ Verlag

Der Fachverlag zum Planen und Bauen

Nobelstraße 12 · 70569 Stuttgart · www.baufachinformation.de

Mauerwerksinstandsetzung mit Spiralankern

Grundlagen, Berechnung, Konstruktion

Zur Instandsetzung von gerissenem Mauerwerk werden heute häufig Spiralanker aus nicht rostendem Stahl verwendet. Ihr Einsatz ist bisher nicht in Normen geregelt und wird nach konstruktiven Gesichtspunkten und praktischen Erfahrungen ausgeführt. In diesem Buch wird erstmals eine systematische Bemessungsmethodik für den Einsatz von Spiralankern als rissbreitenbeschränkende Mauerwerksbewehrung vorgestellt. Anhand der mechanischen Grundlagen wird ein Bemessungsverfahren abgeleitet und in Beispielrechnungen erläutert.

Für die praktische Handhabung werden Zahlenwerte aus Versuchen und aus der Literatur zusammengestellt, die für die Bemessung der Spiralanker unabdingbar sind. Zahlreiche konstruktive Hinweise, angefangen bei der Mauerwerksschwächung durch das Schlitzen bis hin zur Verlegeart der Spiralanker bei Einzel- oder Gruppenrissen, machen das Buch zu einem praxisorientierten Werkzeug bei der Instandsetzung älterer und neuerer Gebäude.

Die Autoren:



Dr.-Ing. Heinz Meichsner hat an der Hochschule für Bauwesen Leipzig Bauingenieurwesen (Fachrichtung konstruktiver Ingenieurbau) studiert und promoviert. Nach einer siebenjährigen Tätigkeit in einem großen Industriebaukombinat in Leipzig war er 16 Jahre in einem Bauforschungsinstitut in verantwortlicher Position tätig. Nach der politischen Wende war er an der Gründung der Materialforschungs- und Prüfungsanstalt für Bauwesen Leipzig beteiligt und arbeitete dort als Abteilungsleiter für Massivbau in Forschung und Materialprüfung. Seit der Privatisierung der MFPA Leipzig ist er als selbstständiger Sachverständiger für Beton, Stahlbeton und Spannbetonbau tätig.



Prof. Dr.-Ing. Thomas Jahn: Studium des Bauingenieurwesens an der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar (heute: Bauhaus-Universität Weimar); Stipendiat im Graduiertenkolleg »Identifikation von Material- und Systemeigenschaften« an der Universität Kassel, 1996 Promotion; Wissenschaftlicher Mitarbeiter und Lehrbeauftragter an der Universität Kassel im FG Massivbau; anschließend Leiter der Referate Massivbau, Verbundbau, Verankerungstechnik und Sonderkonstruktionen am Otto-Graf-Institut, MPA-Universität Stuttgart und Lehrbeauftragter an der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Gestaltung Konstanz sowie an der Universität Stuttgart; seit 2008 Professor für Industriebau an der HTWK Leipzig

ISBN 978-3-8167-9213-0

A standard linear barcode representing the ISBN number.

9 783816 792130