

Presentation Session 2b: Durability of steel and other materials

Objekttyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **57/1/57/2 (1989)**

PDF erstellt am: **01.09.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Anforderungen an Polymerbeton, Eigenschaften und Verarbeitung

Requirements for Polymer Concrete, Properties and Preparation

Qualités requises et préparation du béton de résine synthétique

Peter GRÜBL

Dipl. Bauing.
Dyckerhoff & Widmann AG
München, BR Deutschland



Peter Gröbl, geboren 1941, promovierte als Bauingenieur an der Techn. Universität München. Er war mehrere Jahre tätig in der Forschung, Lehre, Konstruktion, Materialprüfung, Instandsetzung und Bauausführung. Seit 1985 ist er Betriebsleiter der firmeneigenen Versuchsanstalt mit Flüssigkunststoffbetrieb sowie verantwortlich für Baustofftechnologie und Qualitätssicherung.

ZUSAMMENFASSUNG

Polymerbeton ist ein relativ junger Ingenieurwerkstoff, der dem Zementbeton technologisch ähnlich ist, gegenüber chemischen Einwirkungen und der Diffusion von Flüssigkeiten und Gasen jedoch einen wesentlich höheren Widerstand als dieser besitzt und deshalb besonders für den Einsatz bei aggressiven Nutzungsbedingungen geeignet ist. Es werden die für einen materialgerechten Einsatz zu beachtenden Anforderungen und massgebenden Eigenschaften dieses Werkstoffes beschrieben und Hinweise für seine Verarbeitung gegeben.

SUMMARY

Polymer concrete is a relatively new construction material, very similar to cement concrete with respect to technological aspects, but with an essentially higher resistance against chemical effects and the diffusion of liquids and gases and is therefore especially appropriate for application under aggressive conditions. This paper describes the main requirements and properties of this construction material decisive for a material technological application and also gives information on preparing this material.

RÉSUMÉ

Le béton de résine synthétique est un matériau de construction relativement nouveau, semblable du point de vue technologique au béton de ciment. Il a cependant une résistance bien plus grande aux actions chimiques et à la diffusion des liquides et des gaz. C'est pourquoi il convient particulièrement à l'emploi dans des conditions agressives. Cet article décrit les conditions particulières pour une utilisation optimale.



1. EINFÜHRUNG

Unter dem Begriff "Beton" verstehen wir üblicherweise einen Baustoff bestehend aus Zement, Wasser und mineralischen Zuschlägen, ggf. mit Zusätzen. Genau genommen handelt es sich hierbei um Zementbeton. Beim Polymerbeton dagegen besteht das Bindemittel aus einem Polymer, d.h. einem Reaktionsharz, das nach der Zugabe eines Reaktionsmittels durch eine chemische Reaktion erhärtet. Für solche Betone hat sich zur Unterscheidung zum Zementbeton, dem "CC" (= Cement Concrete), die Bezeichnung "PC" (= Polymer Concrete) eingebürgert.

Daneben gibt es noch Mischsysteme bezüglich des Bindemittels, d.h. das Bindemittel besteht aus einer Mischung von Zement und Kunststoff. Ein solcher Beton wird auch als kunststoffmodifizierter Zementbeton oder "PCC" (= Polymer Cement Concrete) bezeichnet.

Gelangt der Kunststoff nicht bei der Betonherstellung in den Beton, sondern wird er erst nachträglich, d.h. nach dem Erhärten des Zementbetons dem Gefüge zugeführt, so spricht man von polymer-impregniertem Beton "PIC" (= Polymer Impregnated Concrete).

Der Einfluß von Kunststoff auf typische Eigenschaften des Betons geht aus Tabelle 1 hervor.

2. WERKSTOFF POLYMERBETON

Die Idee, ein Polymer als Bindemittel für Beton zu verwenden, ist bereits mehr als 30 Jahre alt. Die ersten Berichte stammen aus den USA. Technologisch ist der Polymerbeton dem Zementbeton sehr ähnlich. Die Eigenschaften des Betons ergeben sich aus den Eigenschaften der einzelnen Bestandteile und ihrem Zusammenwirken.

Eigenschaft	CC	PCC	PIC	PC
Druckfestigkeit (N/mm ²)	45	60	100	120
Zugfestigkeit (N/mm ²)	5	10	10	25
E-Modul (N/mm ²)	35.000	25.000	45.000	35.000
Wasseraufnahme (M.-%)	5,0	1,0	0,5	< 0,1
Säurewiderstand (Erhöhungsfaktor)	1 x	5 x	> 10 x	> 25 x
Frost-Tau-Widerstand (Anzahl der Wechsel/ Verlust in M.-%)	700/25	3000/2	3500/2	1600/0

Tabelle 1 Einfluß von Kunststoff auf typische Eigenschaften des Betons

Beim Polymer lassen sich entsprechend dem makromolekularen Aufbau drei Gruppen unterscheiden:

- Thermoplaste
- Elastomere
- Duromere (= Duroplaste)

Für die Herstellung von Polymerbeton eignen sich nur die härtbaren Duromere. Deren wichtigsten Vertreter sind:

- ungesättigte Acrylharze (PMMA)
- ungesättigte Polyesterharze (UP)
- Polyurethane (PUR) und
- Epoxidharze (EP).

3. EIGENSCHAFTEN VON POLYMERBETON

3.1 Anforderungen

Die Grenzen der Leistungsfähigkeit des Zementbetons liegen hauptsächlich in der begrenzten Widerstandsfähigkeit gegenüber chemischen Einwirkungen insbesondere bei Säuren und in einem begrenzten Diffusionswiderstand gegenüber Flüssigkeiten und Gasen. Verantwortlich dafür ist in erster Linie der Zementstein. Eine Erhöhung des Korrosions- und Diffusionswiderstandes wird durch den Austausch des Bindemittels erreicht. Die auch angewendete Alternative, den Zementbeton durch das Aufbringen einer Beschichtung zu schützen, hat nicht selten zu Schäden geführt (Blasenbildung, Ablösungen), so daß diese Lösung nicht in allen Fällen als ausreichend zuverlässig anzusehen ist.

Unter Korrosionsbeschädigung wird die auf die Lebensdauer des Bauwerks bezogene, ausreichend hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber der Einwirkung von chemischen Substanzen sowohl organischer als auch anorganischer Art verstanden. Die Forderung nach Dichtigkeit bezieht sich auf die Dichtigkeit des Werkstoffes gegenüber Flüssigkeiten und Gasen. Grundsätzlich beeinflußt eine höhere Dichtigkeit auch die Korrosionsbeständigkeit positiv.

3.2 Dichtigkeit

Die Dichtigkeit wird aufgrund des Diffusionswiderstandes und der Wasseraufnahme des Polymers beurteilt. Das Diffusionsverhalten wird in der Regel am reinen Polymer geprüft und zwar üblicherweise gegenüber Wasserdampf und Kohlendioxid. Für andere Gase liegen keine verlässlichen Werte vor. Die in Tabelle 2 angegebenen Vergleichswerte beziehen sich auf Zementbeton.

Eigenschaft	Zementbeton (CC)	Polymer (EP)
μ (H ₂ O) / 0 - 50	50 - 100	0,8-1,2 x 10 ⁶
μ (H ₂ O) / 50 - 100	10 - 40	0,4-0,8 x 10 ⁶
μ (CO ₂)	300 - 400	2,0-3,0 x 10 ⁶
Wasseraufnahme	5 %	< 0,2 %

Tabelle 2 Diffusionswiderstandszahlen von Zementbeton und Polymer
(Richtwerte)



3.3 Festigkeit

Druck- und Zugfestigkeit liegen wesentlich höher als bei zementgebundenen Betonen. Beide sind abhängig von Harzart und Harzgehalt. Letzterer kann umso geringer ausfallen, je größer das Größtkorn des Zuschlages und je gröber die Sieblinie ist. Optimale Ausnützung ist erreicht, wenn Kornbruch eintritt.

3.4 E-Modul

Beim E-Modul ist der Einfluß des Zuschlages wesentlich stärker ausgeprägt als bei der Zug- und Druckfestigkeit. Der E-Modul des Harzes ist i.a. wesentlich geringer als der des Zuschlages und kann näherungsweise zwischen 5 und 10 kN/mm² angenommen werden. Daneben hat auch die Kornform einen nicht zu vernachlässigenden Einfluß. Richtwerte enthält Tabelle 1.

3.5 Kriechen

Die Werte für das Kriechen hängen von der Art der Beanspruchung ab. Unter Zugbeanspruchung zeigt sich eine stärkere Kriechverformung als unter Druckbeanspruchung.

Die Kriechverformungen sind beim Polymerbeton größer als beim Zementbeton. Mit zunehmender Temperatur steigt die Kriechneigung an. Gleiches gilt auch bei Zunahme des Harzgehaltes.

3.6 Schwinden

Bei Polymerbeton ist eine Volumenveränderung bzw. Längenverkürzung die Folge der chemischen Reaktion während des Härtungsvorganges. Man spricht deshalb auch vom Reaktionsschwinden. Es kommt zum Stillstand, wenn die Reaktion abgeschlossen ist, näherungsweise im Alter von 7 Tagen. Wird die Reaktion durch Wärme beschleunigt, kann der Endwert bereits nach wenigen Stunden erreicht sein.

Die Größe des Schwindmaßes hängt von der Art des Kunststoffes ab. Werte für das lineare Schwinden und das Volumenschwinden sind in Tabelle 3 angegeben.

Polymer	Schwindmaße	
	linear	Volumen
ungesättigtes Acrylat	0,5 - 2,0 %	8 - 12 %
ungesättigtes Polyester	2 - 3 %	8 - 12 %
Polyurethan	0,2 - 0,3 %	3 - 5 %
Epoxidharze	0,2 - 0,4 %	3 - 5 %

Tabelle 3 Anhaltswerte für das Reaktionsschwinden von Duromeren

3.7 Temperaturverhalten

Obwohl es sich bei den Kunstharzen der Polymerbetone um Duromere handelt, die durch eine Temperaturerhöhung keine Zurückführung in den plastisch verform-

baren Zustand erfahren, zeigen sie jedoch beim Durchschreiten eines für das jeweilige Harz spezifischen Temperaturbereiches eine Zunahme der Verformbarkeit. Man spricht hier von der Glasübergangstemperatur. Bei gefüllten Harzen und Betonen ist das Abfallen nicht so ausgeprägt wie bei den reinen Harzproben, an denen es üblicherweise geprüft wird.

Die Höhe der Glasübergangstemperatur ist eine entscheidende Kenngröße zur Beurteilung der Brauchbarkeit des Harzes für die Herstellung von Polymerbeton für lasttragende Bauteile. Sie sollte nicht unter 50°C liegen. Durch besondere Härter und Formulierungen lassen sich Werte bis zu 100°C und auch darüber erreichen.

3.8 Wärmedehnung

Die Wärmedehnzahlen der reinen Harze können das 10- bis 20fache der Werte des Zuschlages aufweisen. Sie nehmen i.a. mit steigender Temperatur zu. Durch besondere Wahl der Zuschläge und der Zusammensetzung der Mischung lassen sich Polymerbetone mit Wärmedehnzahlen erhalten, die auch niedriger als die von Zementbetonen sein können.

3.9 Dauerstandfestigkeit

Die Dauerstandfestigkeit der Polymerbetone liegt niedriger als beim Normalbeton. Bei üblichen Epoxidharzen liegt dieser Wert zwischen 50 und 60 % der Kurzzeitfestigkeit. Für andere Harze können vergleichbare Verhältnisse angenommen werden. Durch spezielle Formulierungen des Härters, verbunden mit einer Wärmebehandlung während der Erhärtungsreaktion, läßt sich die Dauerstandfestigkeit auf den Wert des Normalbetons anheben.

3.10 Abriebverhalten

Vergleichbar dem Beton hat auch hier die Art und Beschaffenheit des Zuschlages einen wesentlichen Einfluß auf die Höhe des Abriebes. Günstig wirkt sich eine Zähigkeit des Harzes aus. Durch geeignete Zusammensetzung lassen sich höhere Abriebwiderstände als beim Normalbeton erzielen.

3.11 Korrosionswiderstand

Dieser ist wesentlich höher als bei Zementbeton und läßt sich durch die Wahl des Bindemittels gezielt beeinflussen. Besondere Vorteile gegenüber dem Zementbeton ergeben sich hier im Abwasser- und Umweltschutzbereich aber auch bei Bauteilen mit Frost-Tausalz-Einwirkung.

Durch besondere Formulierungen lassen sich bestimmte Eigenschaften gezielt verbessern ("züchten"), zumeist auf Kosten anderer Eigenschaften. Dies führt dann zur Funktionstrennung, d.h. die raumabschließende Funktion übernimmt ein konventioneller Werkstoff, die schützende Funktion der Polymerbeton.

3.12 Bakterienresistenz

Seitdem bekannt ist, daß Beton durch schwefelsäurebildende Bakterien (Thiobacillus) zerstört werden kann, wird auch für Kunststoffprodukte im Abwasserbereich der Nachweis einer ausreichenden Widerstandsfähigkeit verlangt. Auch bei Schwefelbeton wurde ein Angriff dieser Bakterien beobachtet.



4. VERARBEITUNG

4.1 Herstellung

Um ein dichtes Gefüge zu erreichen, ist ein Mindestgehalt an Bindemittel erforderlich. Darüber hinaus wird ein zusätzlicher Bindemittelanteil für das Erreichen bestimmter Verarbeitungseigenschaften benötigt. Der minimale Gehalt liegt bei ca. 6 %/. Die Technologie ist der des Zementbetons vergleichbar.

4.2 Feuchtigkeitsempfindlichkeit

Unter Feuchtigkeitsempfindlichkeit versteht man das Verhalten des Harzes im Gemisch bei Anwesenheit von Feuchtigkeit während der Aushärtung. Sie hängt vom Harz ab. Feuchtigkeitsempfindliche Harze erfordern die Verwendung von getrockneten Zuschlägen. Anderenfalls wird entweder die Haftung am Zuschlag gestört oder es kommt zu einer Schaumbildungsreaktion. Durch Vorbehandlung der Zuschläge mit Silikon läßt sich die Feuchtigkeitsempfindlichkeit reduzieren. Ziel weiterer Entwicklung ist es, die Unempfindlichkeit so zu steigern, daß auch haldenfeuchtes Zuschlagmaterial verarbeitet werden kann.

4.3 Wärmeentwicklung

Bei der Polymerisation und der Polyaddition wird wesentlich mehr spezifische Wärme freigesetzt als bei der Hydratation von Zement. Das erfordert insbesondere bei größeren Bauteilabmessungen besondere Maßnahmen zur Begrenzung des Temperaturanstieges, der Eigenspannungen und der Temperaturverformung des Bauteils. Für die Herstellung von besonders maßgenauen Baukörpern werden verformungsstabile Harze verwendet.

4.4 Gesundheitsschädlichkeit

Je nach Harzart ist die Beeinträchtigung der mit der Verarbeitung betrauten Menschen unterschiedlich groß. In letzter Zeit werden vermehrt Anstrengungen unternommen, um die Verträglichkeit der Kunststoffe zu verbessern. Wenn in der Regel auch keine toxischen Wirkungen vorhanden sind, so kann es doch bei bestimmten Personengruppen zu Störungen des Allgemeinbefindens bis hin zu Allergien kommen. Deshalb sind bei der Verarbeitung im Vergleich zum Zementbeton einige zusätzliche Maßnahmen zu beachten.

5. BEURTEILUNG

Der Einsatz von Polymerbeton ist dort eine Alternative, wo der Zementbeton aufgrund seiner bekannten Eigenschaften nicht ausreichend leistungsfähig ist. Das gilt in erster Linie hinsichtlich des Korrosionswiderstand und der Dichtigkeit von Bauteilen beim Einsatz unter aggressiven Nutzungsbedingungen. Polymerbeton ist auch deshalb eine Alternative im Bauwesen, weil seine Technologie der des Zementbetons sehr ähnlich ist. Eine Vielzahl von Anwendungsbeispielen liegen vor. Der Einsatz war überall dort erfolgreich, wo die erzielten Verbesserungen am Gesamtsystem die erhöhten Kosten für den Werkstoff rechtfertigen.

Adhäsionsfestigkeit von Kunststoffbeschichtungen auf Beton
Improving the Adhesion of Polymer Coatings on Concrete
Amélioration de l'adhérence des revêtements de polymères au béton

Michael FIEBRICH
Dr.-Ing.
RWTH Aachen
Aachen, BR Deutschland



Michael Fiebrich, Jahrgang 1954, studierte Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen. Seit 1980 ist er als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Institut für Bauforschung der RWTH tätig. 1987 promovierte er zum Dr.-Ing. Sein Forschungsschwerpunkt ist die Adhäsion zwischen Kunststoffen und mineralischen Baustoffen.

ZUSAMMENFASSUNG

Zahlreiche Betonkonstruktionen werden auf ihren Nutzungsflächen mit Beschichtungen auf Kunstharzbasis versehen. Infolge rückwärtiger Durchfeuchtung treten immer wieder Schäden (Blasen, Ablösungen, Risse, u. a.) an den Beschichtungen auf. Mit Hilfe experimenteller Untersuchungen werden die für einen dauerhaften Adhäsionsverbund Kunstharzbeschichtung/Beton wichtigen Parameter analysiert und quantifiziert. Allgemeingültige Grundsätze der Beschichtungstechnologie zur Vermeidung von Beschichtungsschäden werden aufgestellt.

SUMMARY

The surfaces of numerous concrete constructions are protected with polymer coatings. Due to water penetration damage like bubbles, delamination, cracks, etc. may occur on the coating. With the aid of experimental investigations all important parameters for durable adhesion between concrete and polymer coating are analyzed and quantified. General demands on the coating technology in order to avoid any damage to coatings are discussed.

RÉSUMÉ

Les surfaces de nombreuses constructions en béton sont protégées par des revêtements de polymères. La pénétration de l'eau peut provoquer des défauts d'adhérence sur les revêtements tels que décollements, fissures, bulles. Par des recherches expérimentales, tous les facteurs importants pour une adhérence durable entre le béton et le revêtement de polymères sont analysés et quantifiés. Des recommandations générales pour la technologie de revêtements sont formulées.



1. EINFÜHRUNG

Zahlreiche Betonkonstruktionen (Wasserbehälter, Becken von Kläranlagen, Trogbauwerke, u. a.) werden auf ihren Nutzungsflächen mit Beschichtungen auf Kunstharzbasis versehen. Bei eingeeordneten Bauteilen dringt Wasser über ungeschützte (nicht abgedichtete) Bauteiloberflächen in das Innere des Betons und erreicht die Haftzone zwischen der innenliegenden Beschichtung und dem Beton. Es treten immer wieder Schäden wie Blasen, Ablösungen und Risse auf, die mit einer Verminderung oder dem Verlust der Adhäsion in der Grenzfläche Beton/Beschichtung verbunden sind. Die werkstoffwissenschaftlichen Kenntnisse der Adhäsion reichen nicht aus, um die Ursache von Schäden eindeutig zu klären bzw. um Anforderungen an Beschichtungsstoffe und Technologie zu formulieren, die dauerhafte Adhäsion garantieren. Ausgehend von in der Praxis auftretenden Adhäsionsschäden an kunstharzbeschichteten Betonbauteilen, die ständig oder temporär Wassereinwirkungen ausgesetzt sind, wurden experimentelle Untersuchungen zum Adhäsionsverhalten des Verbundsystems Kunstharzbeschichtung/Beton durchgeführt [1]. Die Untersuchungen hatten zum Ziel:

- die für die Adhäsion relevanten technologischen Parameter zu quantifizieren und damit ihre Anzahl auf eine baupraktisch vertretbare Menge zu reduzieren
- die derzeitigen Grundsätze zur Ausführung von Beschichtungsmaßnahmen und Anforderungen an Beschichtungsstoffe zu präzisieren.

2. EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Bei den Laboruntersuchungen wurden im einzelnen folgende Faktoren und Ausprägungen betrachtet:

a) Betonuntergrund

- Festigkeitsklassen (B 35/B 55)
- Lage des Untergrundes (horizontal, HOR/vertikal, VER)
- Untergrundvorbereitung (Wassersandstrahlen, G, keine: stahlgeschalt, N)
- Wassergehalt zum Beschichtungszeitpunkt (trocken, TR, wassergesättigt, NA).

b) Beschichtungsstoff

- 15 Modifikationen auf Basis von EP, PMMA und AY-Dispersionen.

Aus der Vielzahl der für den betrachteten Praxisfall marktüblichen Beschichtungssysteme wurden 11 Modifikationen auf Epoxidharzbasis ausgewählt, die sich u. a. bezüglich Härtertyp, Gehalt an Lösemitteln und reaktiven Verdünnern bzw. Wasseremulgierbarkeit der Harz-/Härterssysteme unterschieden. Darüber hinaus wurden 2 reaktive PMMA-Systeme sowie 2 Acrylharzdispersionen mit in die Untersuchungen einbezogen. Nach der Filmbildung der applizierten Beschichtung (48 h bei 8 °C) wurden die beschichteten Betonflächen 4 unterschiedlichen, in der Baupraxis auftretenden Wassereinwirkungen (Lastfälle 1 bis 4), ausgesetzt. Die Lastfälle unterschieden sich hinsichtlich der Art der Wassereinwirkung (allseitig, partiell) und gezielt eingetragenen Rib in der Beschichtung.

Während der 365 Tage andauernden Betriebsbeanspruchung wurde mittels Haftzugprüfung die Haftzugfestigkeit bestimmt und die zugehörige Bruchform registriert. Unterschieden wurden 3 Hauptbruchformen:

- Adhäsionsbruch zwischen Beton und Beschichtung
- Kohäsionsbruch im Beton
- Polymerbruch der Beschichtung.

Für die Auswertung der Versuchsergebnisse wurden die Haftzugfestigkeit im Adhäsionsversagensfall (β_{HZ} : Adhäsionsfestigkeit), die relativen Häufigkeiten der

Bruchform Adhäsionsversagen ($r. H.A$), sowie eine aus den beobachteten Merkmalen abgeleitete Rechengröße, den Gütewert, herangezogen [2]. Der Gütewert ergibt sich zu:

$$GW = \beta_{HZ}^A \cdot (100 - r. H.A).$$

Der Wert diente zur quantitativen Abschätzung der universellen Brauchbarkeit der untersuchten Beschichtungsstoffe.

3. EINFLUSS DER BETONEIGENSCHAFTEN UND BETRIEBSBEANSPRUCHUNGEN AUF DIE ADHÄSIONSGÜTE VON BESCHICHTUNGSSOFFEN

3.1 Überblick über Adhäsionsgüte der Beschichtungsstoffe

Einen Überblick über die unterschiedliche Güte der untersuchten Beschichtungsstoffe liefert Bild 1, auf dem die Gütewerte über den untersuchten Stoffmodifikationen dargestellt sind; nicht berücksichtigt sind hier die Einflüsse aus den Beton- und Betriebsbeanspruchungsfaktoren.

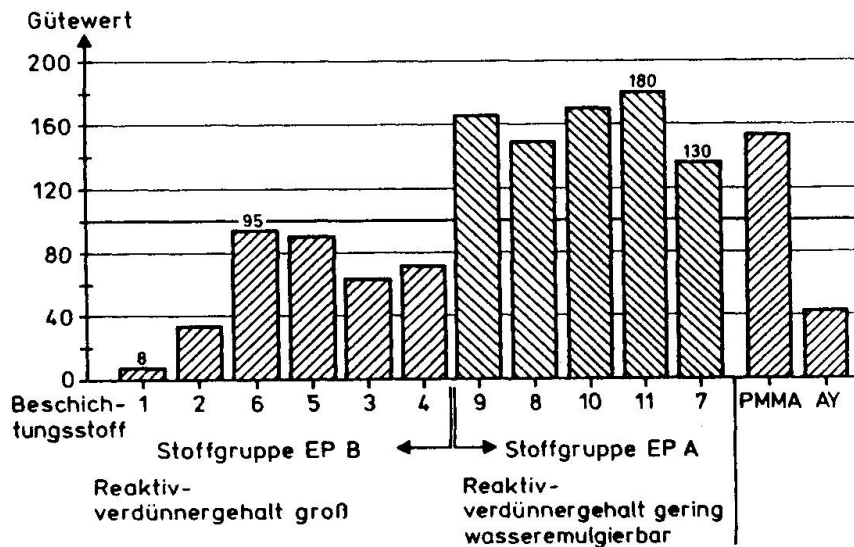


Bild 1: Gütewerte der Beschichtungssysteme

Der vorliegende Wertebereich der Gütewerte trennt die Epoxid-Beschichtungsstoffe in 2 Gruppen, wobei die eine Gruppe einen Gütewertbereich zwischen 8 und 95 überstreicht, während die andere Gruppe Gütewerte deutlich über 100 aufweist. Diesen beiden Gütewertgruppen lassen sich folgende Stoffmerkmale zuordnen: Gehalt an Reaktivverdünnern, Wasseremulgierbarkeit der Harz-/Härterssysteme. Im Mittel weisen Beschichtungsstoffe mit geringen Reaktivverdünnergehalten - wie sie in der Stoffgruppe A vorkommen - gewisse Vorzüge bezüglich der Adhäsionsgüte gegenüber den Stoffen mit großen Reaktivverdünnergehalten - wie sie in der Stoffgruppe B vertreten sind - auf. Ferner erweist sich die Wasseremulgierbarkeit der Harz-/Härterssysteme, die ausschließlich in der Stoffgruppe A vertreten sind, für die Adhäsionsgüte günstig. Die reaktiven PMMA-Systeme lassen sich bezüglich ihres Gütewertes in die Stoffgruppe A einordnen, während die Acrylharzdispersionen lediglich Gütewerte der Gruppe B erreichen.



3.2 Wichtigkeit der Betoneigenschaften und Betriebsbeanspruchungen für Güterwerte

Die Wichtigkeit aller betrachteten Beton- und Betriebsbeanspruchungsfaktoren für die Güterwerte läßt sich unter Vernachlässigung der Beschichtungseigenschaften quantifizieren. Hierfür werden für alle untersuchten Faktoren jeweils relative Güterwerte gebildet, die die Güterwerte der jeweiligen alternativen Ausprägung (eines Faktors) ins Verhältnis setzen. In Bild 2 finden sich die relativen Güterwerte für alle Faktoren (von der Betonfestigkeit bis zur Betriebsbeanspruchung). Die Ausprägung, auf die sich der jeweilige relative Güterwert bezieht, ist als Fußzeiger in der darunterliegenden Abszissenzeile angegeben.

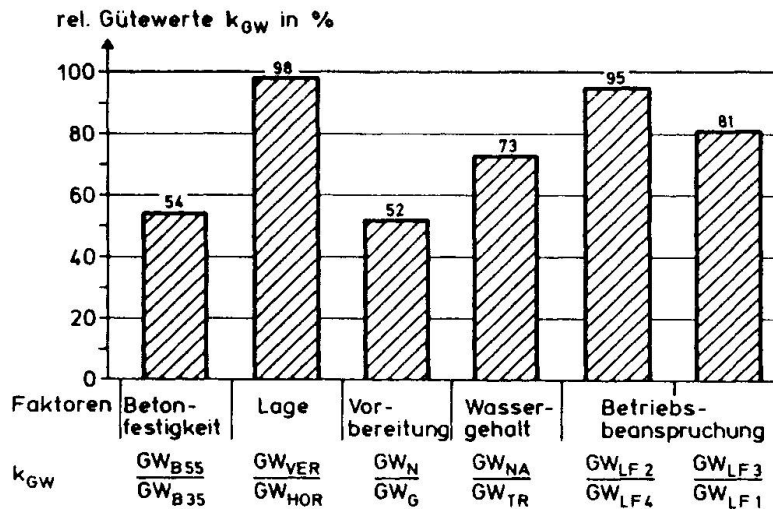


Bild 2: Relative Güterwerte k_{GW} von Epoxidharzbeschichtungsstoffen für Betoneigenschaften und Betriebsbeanspruchungen

Im Mittel gilt bezüglich der quantitativen Wichtigkeit folgendes:

- Die Faktoren "Betonfestigkeit" und "Untergrundvorbereitung" sind für die Adhäsionseigenschaften gleichrangig und weisen im Vergleich zu den übrigen Faktoren den größten Einfluß auf.
- Für den Faktor Untergrundvorbereitung bedeutet dies:
Im Mittel erreichen die Güterwerte auf nicht abtragend vorbereiteten Untergründen etwa die Hälfte der Güterwerte wie auf abtragend vorbereiteten.
- Analoges gilt für die Betonfestigkeitsklasse: Die Eigenschaften eines hochfesten Betons (repräsentiert hier durch die Betonfestigkeitsklasse B 55) führte zu Güterwerten, die im Mittel etwa 50 % jener Güterwerte betragen, die bei einem niederfesten Beton (repräsentiert durch die Festigkeitsklasse B 35) erreicht werden.
- Die Faktoren Lage des Untergrundes bzw. Betriebsbeanspruchung weisen einen vergleichsweise vernachlässigbaren Einfluß auf die Güterwerte aus.
- Der Einfluß des Faktors "Wassergehalt" ist im Mittel bezüglich seiner Wichtigkeit etwa halb so groß wie die Faktoren "Betonfestigkeit" und "Untergrundvorbereitung".

3.3 Anforderungen an Beschichtungsstoffe

Aus den als relevant erkannten Betonfaktoren "Betonfestigkeit", "Untergrundvorbereitung" und "Wassergehalt" ergeben sich 8 unterschiedliche Betonuntergrundkombinationen (Bild 3).

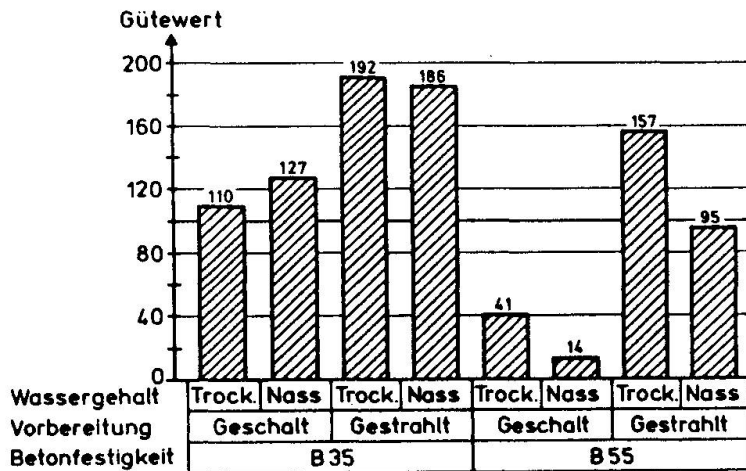


Bild 3: Gütewerte der Epoxidharzbeschichtungsstoffe für unterschiedliche Betonuntergründe

Die mittleren Gütewerte variieren zwischen 14 und 192 als einem Verhältnis von 1:14. Aus der Darstellung wird deutlich, daß die Kombination "B 55 stahlgeschalt" im Mittel die höchsten Anforderungen an die Adhäsionsgüte stellt, während die Kombination B 35 abtragend vorbereitet im Mittel die geringsten Anforderungen an die Adhäsionsgüte stellt. Ferner zeigt sich, daß der Einfluß des "Wassergehaltes" auf die Adhäsionsgüte von der Betonfestigkeitsklasse, d. h. den damit verbundenen Poreneigenschaften, abhängig ist. Auf B 55 abtragend vorbereiteten Untergründen ergibt sich eine Reduzierung des Gütewerts um knapp 40 %, während auf den entsprechenden B 35-Untergründen der Einfluß praktisch vernachlässigbar ist.

3.4 Einfluß der Betriebsbeanspruchungsdauer

Ob und inwieweit die Dauer der Wasserbadlagerung und Betriebsbeanspruchung die Adhäsionsfestigkeit beeinflussen, zeigt Bild 4. Stellvertretend für die untersuchten Beschichtungsstoffe sind dort 4 ausgewählte charakteristische Kurvenverläufe der zeitabhängigen Adhäsionsfestigkeit dargestellt.

Es wird deutlich, daß die Adhäsionsfestigkeit auf hohem bzw. niedrigem Niveau mit zunehmender Beanspruchungsdauer zu- bzw. abnehmen kann und daß die Zu- bzw. Abnahmen der Adhäsionsfestigkeit zwischen 10 bzw. 25 % variieren.

Deutlich wird ferner, daß die Beschichtungsstoffzusammensetzung einen größeren Einfluß auf die Adhäsionsfestigkeit ausübt als die Dauer der Betriebsbeanspruchung.

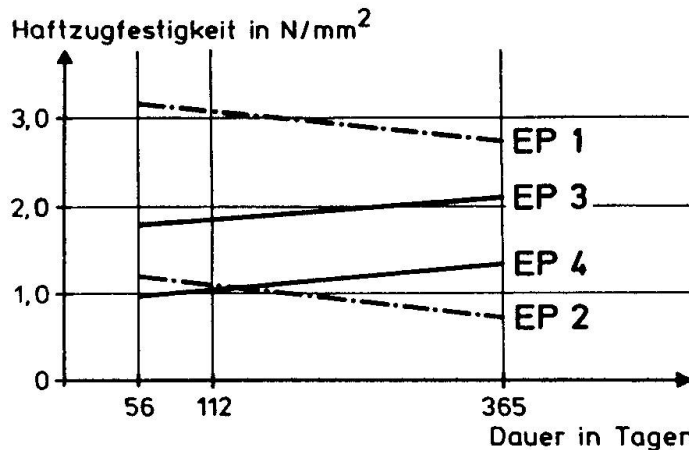


Bild 4: Einfluß der Dauer der Betriebsbeanspruchung auf die Adhäsionsfestigkeit repräsentativer Epoxidharzbeschichtungsstoffe

4. SCHLUSSBEMERKUNG

Mit Hilfe statistischer Regressionsanalysen wurde die quantitative Wichtigkeit der Beschichtungsstoffbestandteile (Härterart, Art und Menge an reaktiven Verdünnern und Lösemitteln, u. a.) bezüglich der Güterwerte untersucht. Dabei ergab sich, daß die Wichtigkeit der Kunstharzbausteine die Größenordnung der Untergrundfaktoren (Betonfestigkeit, Untergrundvorbereitung) erreichen kann [2]. Weitergehende Präzisierungen über den Einfluß der Beschichtungsstoffmerkmale waren nicht möglich. Dies war vorrangig darauf zurückzuführen, daß die chemische Analytik bisher nicht in der Lage ist, konfektionierte technische Härtersysteme hinreichend trennscharf zu detektieren.

Aus den Untersuchungsergebnissen wurden allgemeingültige Grundsätze für den Betonuntergrund, den Beschichtungsstoff und die Betriebsbeanspruchung abgeleitet, die für die beobachteten Zielgrößen (Adhäsionsfestigkeit, Versagens- und Blasenhäufigkeit) relevant sind. Diese Grundsätze, die in [1] niedergelegt sind, geben Hinweise, unter welchen Randbedingungen adhäsionsmindernde Phänomene auftreten, wenn extreme Härtingsbedingungen vorliegen und Wasser auf das beschichtete Bauteil einwirkt. Es darf jedoch nicht gefolgert werden, daß bei Einhaltung dieser Grundsätze überhaupt keine Adhäsionsschäden an Beschichtungen auftreten. Eine Eignungsprüfung der Beschichtungsstoffe erscheint daher zwingend notwendig. Es wurden daher Prüfkriterien für ein Laborprüfverfahren entwickelt, die geeignet erscheinen, das Haftverhalten von Beschichtungsstoffen bei extremen Härtingsbedingungen und temporärer Wassereinwirkung abzuschätzen [1].

LITERATURVERZEICHNIS

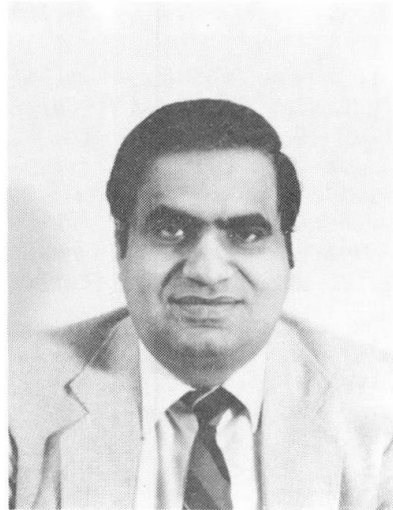
1. FIEBRICH, M., Kunststoffbeschichtungen auf ständig durchfeuchtetem Beton. Aachen : Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, 1987. - Forschungsbericht F 184.
2. FIEBRICH, M., Zur Adhäsion zwischen polymeren Bindemitteln und Beton unter besonderer Berücksichtigung von Wassereinwirkungen. Dissertation an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der RWTH Aachen, 1987.

Factors which Influence Durability of Wooden Structures
Facteurs affectant la durabilité des structures en bois
Einwirkungen auf die Dauerhaftigkeit von Holzbaukonstruktionen

S. K. MALHOTRA

Professor

Techn. Univ. of Nova Scotia
Halifax, NS, Canada



S. K. Malhotra received his Ph. D. from Technical University of Nova Scotia, Halifax, Canada. He has been involved with teaching and research in timber engineering and structural engineering for many years, and has published numerous papers. He holds several appointments on boards and technical committees of professional, research and design code development organizations.

SUMMARY

Various factors affecting the serviceability and durability of wooden structures are briefly discussed. Discussion is focused on the following factors: loading (man-made loads and forces due to natural hazards); time (duration of load, fatigue and creep); cyclic environment; weather exposure; decay due to fungi, insects and marine organisms; chemicals; and fire. A review of the manner in which these factors are accounted for in the current design codes for wooden structures is given.

RÉSUMÉ

Plusieurs facteurs ayant un effet sur l'aptitude au service et la durabilité des structures en bois sont examinés avec soin: charges dues à l'homme et à la nature; durée (durée du chargement, fatigue du bois et retrait); effets saisonniers; effet des conditions climatiques; effet des moisissures, des insectes et des organismes marins; produits chimiques; et feu. L'article présente la façon dont ces éléments sont pris en compte dans les normes pour les constructions en bois.

ZUSAMMENFASSUNG

Verschiedene Faktoren, welche die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Holzbaukonstruktionen beeinflussen, werden diskutiert. Es handelt sich dabei um: Einwirkungen (menschliche und natürliche), Zeitdauer (Einwirkungsdauer, Ermüdung und Kriechen), zyklische Beanspruchungen, Bewitterung, Zersetzungen infolge von Pilz- und Insektenbefall sowie durch marine Organismen, Chemikalien und Feuer. Es folgt eine Uebersicht über die Berücksichtigung dieser Faktoren in den heutigen Holzbaunormen.



1. INTRODUCTION

To carry out effectively the task of evaluation, maintenance, rehabilitation or upgrading of wood structures, it is imperative that the influence of various factors on the performance of these structures be understood. The factors discussed in this paper are: loading; time; temperature; moisture content; cyclic environment; weathering; insects, fungi and other organisms; chemicals; and fire.

2. LOADING

A structure must be designed to carry all man-made and natural hazard loads. Man-made loads generally include the dead and live gravity loads, constraint forces and accidental loadings such as from fire and blast. Live loads correspond to the intended use of the structure and to the occasional extraordinary loadings. One should design for possible changes in occupancy that might result in heavier loads than does the intended use. Constraint forces arising from differential settlement and due to temperature, creep, shrinkage, warping and other similar effects, should be considered in the design.

Depending on the location of the structure, loads resulting from hazards for a wood structure generally consist of forces due to wind, rain, snow, flood, earthquake, ponding and expansive soil. Critical areas for damage against wind forces are attachment of cladding and anchorage of the roof to the walls and the walls and floor system to the foundation. Anchorage must resist uplift, overturning and sliding. A dynamic analysis or wind tunnel testing may be needed for a structure potentially very sensitive to wind forces. Aspects to be considered in the design for earthquake forces include ductility in members and connections, limited strength loss with load reversal, compatible ductility between elements, and alignment of the massed and rigidity centers to avoid torsion.

Snow loading is dependent not only on geographical location, but also on local terrain effects and structure geometry. Wind-blown snow can cause large accumulations or drifts to develop which result in loads of intensity far in excess of those normally anticipated from annual precipitation records for a region. A taller structure in the close vicinity to the roof being considered, combined with high winds, will sometimes result in heavy snow loads in limited areas of the roof. The National Building Code of Canada [1] has recognized this phenomenon for several years and has developed guidelines for the designer to consider.

Ponding can be a serious hazard with flat roofs when there is inadequate strength or stiffness and insufficient roof drainage. Roofs should be designed either to ensure adequate drainage or to support the additional loads due to ponding.

3. TIME (DURATION OF LOAD, CREEP AND FATIGUE)

It is well recognized that the ultimate strength of wood decreases as the time of fracture increases, that is wood members can withstand higher loads for a shorter duration of time than the loads for a longer period. Therefore, the effect of duration of load on wood properties is an important aspect to be considered in the design of wood structures. To account for this effect, structural design codes, such as the National Standard of Canada [2] classify loads into a number of categories according to their duration and provide adjustment factors for use in design for these various durations. Presently, research on the influence of duration of load on wood structures is being carried out in Canada, U.S.A. and many other countries to study this phenomenon in depth.

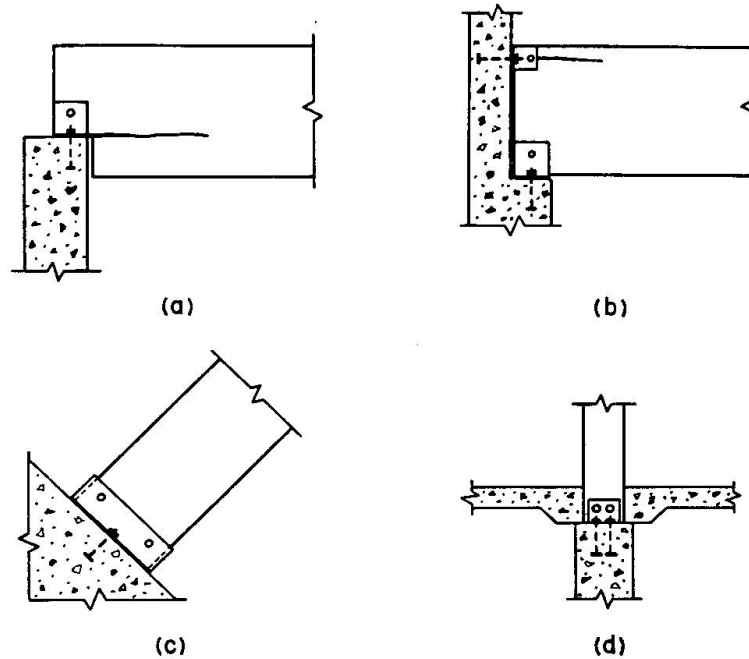


Fig. 1 Some Illustrations of Possible Problem-Type Connections

It has been observed that cyclic relative humidity and temperature affect the relation between loading and time-to fracture. Hearmon and Paton [3] have noted that the time-to-fracture for small, clear wood specimens in bending could be drastically reduced if the specimens were subjected to cyclic changes in relative humidity. Further research by Schniewind and Lyon [8] has shown that this reduction in time-to-fracture is dependent on specimen size. Design for fatigue in wood structures is generally considered to be not so important as in many other structural materials. However, research of fatigue fracture in wood indicates that the possibility of fatigue fracture under cyclic loading conditions should not be ignored in situations when it is anticipated that the structure will be subjected to a very large number of cycles.

4. TEMPERATURE, MOISTURE CONTENT AND CYCLIC ENVIRONMENT

It is commonly accepted that exposure to high temperature for a limited period usually has no permanent effect on strength properties, although strength properties are temporarily reduced while wood is at an elevated temperature. However, high temperatures associated with high moisture content may require a reduction of strength values.

The change in moisture content affects almost all mechanical properties of wood. The generally accepted relation between moisture content and strength is that a reduction in the moisture content of wood results in its higher strength and less deflection at a given stress level [5,6].

Wood is dimensionally quite stable as long as its moisture content is above the fiber saturation point. Wood shrinks as it dries below the fiber saturation point. Shrinkage of wood in structures in service causes several problems, particularly in connection details. As lumber dries more rapidly through the ends than through the sides, more serious splitting occurs at the ends where connections are located. This can cause loosening and failure at joints by splitting between fasteners.

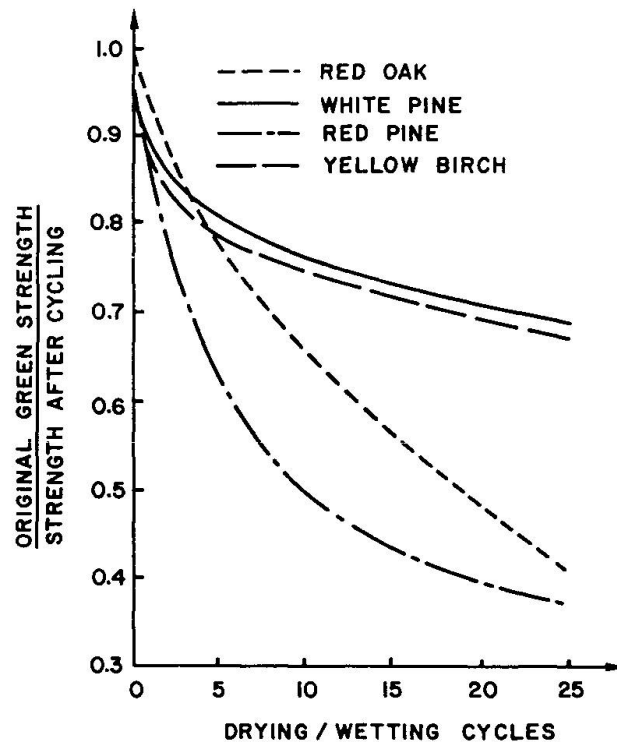


Fig. 2 Influence of Drying-Wetting Cycles on Shear Strength

Good construction practice is to retighten bolts in bolted joints and in joints with split ring connectors after a structure has been in service for some one year or so.

Special care must be taken to avoid problem-type connections. Figures 1(a) and (b) give illustrations of two possible problem-type connections. The clip angles or concealed internal anchors as connected to the beam enhance the formation of a split when wood shrinks, thus reducing the effective strength of the connection and effect shear strength of the member.

It should be mentioned that the strength and stiffness of a nailed joint is reduced if there is a gap caused by shrinkage between the component members [7]. This effect should be considered in the design process.

Wood being rheological material, may behave somewhat differently in each successive cycle when used under cyclic environmental conditions. The effect of repeated wetting and drying cycles can be quite severe on some strength properties of wood and on deflections in trusses. For example, Fig. 2 illustrates the reduction of shear strength measured during 25 drying-wetting cycles for 4 different species of wood [4]. Hearmon and Paton [3] have shown that cyclic exposure to changes in moisture content significantly reduces wood strength. They observed a creep failure at loads only 3/8 the maximum load a matching specimen would sustain if maintained at a constant moisture content. The effect of moisture cycling can be quite significant and should be accounted for in design when structural members are expected to be exposed to cyclic moisture contents.

Another aspect, associated with moisture content effects, that should be considered is the influence on the time-dependent properties of wood when moisture changes occur while wood is under load. When wood is under constant load and a sudden change in moisture content takes place, a large increase in creep deformation can result.



5. WEATHERING, INSECTS, FUNGI AND OTHER ORGANISMS, AND CHEMICALS

Wood exposed outdoors without protection, is subjected to physical and chemical changes as a result of weathering. These changes usually affect only the surface of the wood and the wood under this relatively thin surface is essentially unchanged and unaffected. In the absence of decay, wood exposed to the weather can last for a very long time. Good engineering and construction practices for wood structures to protect them from prolonged wetting and use of finishes to protect them from weathering effects, should eliminate weathering as a cause of serious damage of wood structures.

Wood, a biological material, is susceptible to degradation by organisms, most of which require oxygen, moisture, food and a favourable temperature. Bacteria and fungi induce a bio-chemical attack while insects destroy wood by mechanically biting off bits of wood tissue. The initial effect of bacteria infestation of wood generally results in an increase in permeability. The increase in permeability makes bacterially-degraded wood especially susceptible to increased moisture absorption. Long-term bacterial action may cause significant reduction in wood strength properties.

Critical locations for moisture absorption and decay are connections, exposed end-grain surfaces and splits and checks. Care must be taken to avoid problem-prone connections. Figure 1(c) and 1(d) show, respectively, a connection with wood column (or arch) in closed steel box and a connection where the base of the wood column is concealed by placing concrete around the connection. The problem in Fig. 1(c) can be avoided by providing weep holes in the box and that in Fig. 1(d) can be prevented by setting the column base on a pedestal above the floor slab.

Treatment of wood with preservative chemicals contributes to resistance against wide spectrum of bacteria, fungi and insects. Adequate pressure treatments with preservatives significantly extend the service lives of many species of wood.

Wood is generally considered to possess a high degree of resistance to attack by a wide variety of chemicals. The adverse effect of acids and bases on strength properties of wood is greatly influenced by wood species. Generally, hardwoods are more susceptible to chemical degradation than are coniferous species. Alkaline solutions, which dissolve some of the hemicelluloses and attack lignin in wood, have a greater effect on wood strength than do acids. Acids make the wood more brittle and reduce its strength. Some salts may increase certain strength properties of wood and others may significantly reduce strength.

6. FIRE

The loss of load-carrying capacity of wood components under the action of fire is the result of two major causes: Namely, the formation of charcoal in the outside portion of the member and the weakening of a thin layer that is immediately beneath the charcoal. The basic effects of fire on a wood member are the reduction in cross section (only cold wood core area is effective) and the weakening of metallic fasteners in the member.

Fundamental to the problem of incorporating fire safety in structures is the way in which fire, heat and smoke spread. There could be several building design deficiencies which contribute to the spread of fire, heat and smoke throughout a building or from one building to another. Designing to minimize damage by fire must be incorporated in the architectural planning process as early as possible.

It has been noted that open doors and stairs, together with lack of firestopping in concealed spaces are responsible for spread of fire and smoke in a high percentage of fires in dwellings. Fire spread from one area of a building to another through open concealed spaces is a major problem. The National Building Code of Canada [1] stipulates requirements on where and how much firestopping



and draftstopping are to be used.

Treatment of wood with fire-retardant chemicals is an effective means of preventing flame spread. Fire resistance of wood structures can also be improved through good design and construction details. In heavy timber construction, fire resistance is provided by massive wood and the avoidance of concealed spaces in which fire may originate and spread undetected. As light-frame wood construction, most residential dwellings belong to this category, do not have the fire resistance provided by heavy timber construction, special attention should be given to good construction details to delay the spread of fire and reduce hazards to occupants. Firestops should be provided at exterior walls, at each floor level and at the level where the roof connects with the wall.

7. CONCLUSIONS

The effects of various factors which influence the performance of wood as structural material were reviewed in the paper. Current design specifications and codes on engineering design in wood deal with usual service environments (dry condition, wet condition, various durations of loads, etc.), but other extremes in the environment, such as severe variations in temperature, cyclic moisture conditions, changes due to weathering, biodegradation, chemical degradation, are not adequately dealt with. The problem of interaction of various environmental factors needs to be addressed, with respect to their combined effect on wood properties.

Wood, one of the world's principal construction materials, is dependable, versatile, economical and energy-efficient. With the proper understanding of the material behaviour and with the adoption of good engineering design and construction practices, wood structures can be built economically to provide many, many years of durable service life.

REFERENCES

1. ASSOCIATE COMMITTEE ON THE NATIONAL BUILDING CODE, National Building Code of Canada, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, Canada, 1985.
2. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA), Engineering Design in Wood (Limit States Design), National Standard of Canada CAN3-086.1-M84, CSA, Rexdale, Ontario, Canada, 1984.
3. HEARMON, R.F.S. and PATON, J.M., Moisture Content Changes and Creep of Wood, Forest Products Journal, Vol. 14, No. 8, 1964, pp. 357-359.
4. KEITH, C.T., Some Effects of Repeated Drying and Wetting on Wood Properties, Forest Products Laboratory of Canada Technical Note No. 23, Ottawa, Ontario, 1960.
5. MADSEN, B., Duration of Load Test for Wet Lumber in Bending, Forest Products Journal, Vol. 25, No. 5, 1975, pp. 33-40.
6. MALHOTRA, S.K., Buckling Strength of Solid Timber Columns", Ph.D. Thesis, Technical University of Nova Scotia, Halifax, Nova Scotia, 1969.
7. MALHOTRA, S. K., and THOMAS, B., Effect of Interface Gap on Load-Slip Characteristics of Timber Joints Fabricated with Multiple Nails, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 12, No. 1, 1985, pp. 104-113.
8. SCHNIEWIND, A.F. and LYON, D.E., Further Experiments on Creep-Rupture Life Under Cyclic Environmental Conditions, Wood and Fiber, Vol. 4, No. 4, 1973, pp. 334-341.

Dauerhaftigkeit hochfester Stangen und Drähte mit Zugbeanspruchung

Durability of High Strength Bars and Wires in Tension

Durabilité des barres et fils à haute résistance en tension

Ulrich MORF
Dr. sc. techn.
EMPA
Dübendorf, Schweiz



Ulrich Morf, geboren 1942, promovierte als Bauingenieur an der Eidg. Technischen Hochschule in Zürich. Er befasste sich zuerst drei Jahre als Konstrukteur mit Stahlbau und Druckleitungsbau. Seit 1971 ist er Abteilungsleiter an der EMPA (Abt. Metalltechnologie und Konstruktionen) und bearbeitet Prüfaufträge, Forschungsprojekte und Gutachten im Gebiet Metalltechnologie, Bruchmechanik, Tragverhalten und Schweißtechnik.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Dauerhaftigkeit von Stählen in Bauwerken kann mit modernen Erkenntnissen über das Bruchverhalten und die Risszähigkeit von Materialien auch baupraktisch besser definiert werden. Dazu werden hier eine Prüfsystematik und ein erweitertes Sicherheitskonzept für Spannstähle und Schrauben als Zugglieder vorgestellt.

SUMMARY

The durability of steels in structures can be defined for practical application by utilizing current knowledge of fracture behavior and fracture toughness. In this paper testing methodology and an extended safety plan are presented for prestressing steels and bolts as tensile elements.

RÉSUMÉ

Les connaissances actuelles pratiques sur le comportement à la ruine et la mécanique de rupture permettent de mieux définir la durabilité des aciers dans les constructions. Dans ce but des méthodes d'essai et un plan de sécurité complémentaire sont présentés pour des aciers de précontrainte et des boulons agissant comme éléments tendus.



1. DERZEITIGER STAND UND ENTWICKLUNG VON STÄHLEN

1.1 Dauerhaftigkeit von Spannstählen, Stangen und Drähten

Durch langjährige Entwicklung von gezogenen Drähten, gewalzten Stangen und Schraubenwerkstoffen zu Zug-Bauteilen konnte bei diesen ein hoher Grad an Zuverlässigkeit erreicht werden. Rückschläge sind oft dann entstanden, wenn Materialeigenschaften und Bauelemente nicht als Ganzes entwickelt wurden. Schädigende Einwirkungen können bereits vom unsachgemässen Transport, von der Lagerung und von der Montage stammen. Bei den Langzeiteigenschaften haben natürlich der Korrosionsschutz, versprödende Betriebseinwirkungen oder dynamische Beanspruchung eine grosse Bedeutung.

In verschiedenen Schaden- und Laboruntersuchungen wurde bereits gezeigt, dass Vorschädigungen und Kerben eine grosse Rolle spielen (Nürnberger [1], der Verfasser [2], S. 10 und 18, 161 bis 164), dass aber auch bei vergüteten Stählen und Stählen mit Überfestigkeiten ein erhöhtes Bruchrisiko auftritt besonders an Spanngliedern mit Lücken im Korrosionsschutz (SRK.-Bericht [3] und Hampeijis [4] sowie Morf u. Mitarbeiter [5]).

Viele aktuelle Problemstellungen der Dauerhaftigkeit können heute zahlenmässig am besten mit der hier zusammengefassten bruchmechanischen Methodik untersucht werden (vgl. [2], S. 53).

1.2 Erweiterte Prüfsystematik und Sicherheitskonzept

Für die Anwendung der Bruchmechanik mit entsprechender Relativierung für das Bauwesen werden in dieser Arbeit eine angepasste Prüfsystematik und ein entsprechendes Sicherheitskonzept vorgestellt. Sie sind speziell für Spannstahl und Schrauben ausgelegt.

Prüfsystematik für hochfeste Stähle mit Risszähigkeitsprüfung

Die Art der hochfesten Stähle und die Langzeitanwendungen im Bauwesen führen dazu, dass eine Bruchzähigkeitsprüfung die Oberflächenzone (ca. 5% des Durchmessers) erfassen muss, die oft andere Eigenschaften aufweist als der Kern. Weiter müssen versprödende Einflüsse wie Dehngeschwindigkeit und Temperatur superponiert geprüft werden; für die Voraussage des Langzeitverhaltens, z.B. Korrosion, hat dies in Überlagerung mit geeigneten Medien zu geschehen. Aus Sicherheitsgründen ist oft der Nachweis unter extremen Bedingungen (Langzeit oder Stoss) die massgebende Kontrolle (vgl. Figur 1).

Sicherheitskonzept mit zusätzlicher Bewertung des Bruchverhaltens

Der Tragfähigkeitsnachweis im Bauwesen stützt sich im Fall der Anwendung plastischer Berechnungsmethoden auf die zusätzliche Hypothese, dass plastische Verformbarkeit vorhanden ist. Bei Gebrauchslasten darf bis zum Betriebsende kein Sprödbruch auftreten. Deshalb muss vor allem beim Einsatz hochfester Spannstähle ein materialtechnologischer Nachweis für genügende Duktilität (bei gekerbten Bauteilen: Risszähigkeit) erbracht werden. Im Flussdiagramm in Figur 2 ist ein dreigliedriger Nachweis dargestellt: Auf dem mittleren Block im Flussdiagramm dürfte im Normalfall ein "Bruchnachweis unter vereinfachten Bedingungen" genügen; bei Langzeitextrapolationen auf das Betriebsende von kritischen Bauteilen muss aber auch der dritte Block mit einem "Bruchnachweis mit bekannten Fehlergrössen unter extremen Bedingungen" überprüft werden. Vor allem diese letzte Prüfung für Langzeitextrapolationen wird für die Dauerstandeigenschaften wie Relaxation seit langem angewandt. Sie müsste nur noch mit definiert angerissenen oder/und "bewitterten" K_{ISCC} -Proben durchgeführt werden, um nachzuweisen, dass während der Betriebsdauer keine Brüche oder instabilen Risse auftreten.

2. STAHLLEIGENSCHAFTEN UND ANGEPASSTE ZÄHIGKEITSPRÜFVERFAHREN

2.1 Aktuelle Spannstahlprüfung

Die bekannten Festigkeitsprüfverfahren und technologischen Oberflächenprüfverfahren weisen eine Neigung zu Anrissen und zu sprödem Verhalten nur ungenügend nach. Die in Euronorm 138 [7] für Spannstähle gesetzten Grenzen für minimale Biegeradien, Bruchdehnung bzw. Standzeiten für SCC-Versuche in FIP-Richtlinien [6] sind nur brauchbar für Normalfälle.

Die für Schraubenprüfung üblichen Kerbschlagversuche mit innenliegenden Proben nach Norm ASTM A540 sind zur Kennzeichnung des Anrissverhaltens von Spannstangen nicht anzuwenden (vgl. Kap. 3 Prüfprogramm).

Die zusätzlich interessierenden Stahleigenschaften bei extrem beanspruchten Stählen sind aufgrund der erwähnten Arbeit [2] die folgenden:

- Die **Anrisseigenschaften** von Stangen und Drähten sind anisotrop, variabel über die Anrisstiefe und teils auch temperaturabhängig ([2], S. 110).
- Für die Dauerhaftigkeit ist auch die **Rissgeschwindigkeit** zu beachten ([2], S. 29).
- Die Versuche mit den in Kap. 2.2 eingeführten **Scharfkerben** zeigen auch typische Unterschiede zwischen gezogenen Drähten und Stangen. Die dabei abgeschätzten dynamischen **Bruchzähigkeitswerte K_{ID}** liegen im günstigen Fall für Drähte bei 2'000 bis 3'000 $\text{Nmm}^{-3/2}$, bei Stangen an der Oberfläche bei 1'500 und am Fuss von tiefen Konstruktionskerben bei 2'000 $\text{Nmm}^{-3/2}$.
- Die typischen **Dehngeschwindigkeiten** entsprechen Stosswirkungen von $d\varepsilon/dt = 5 \cdot 10^{-3}$ bis 1/s, **ähnlich wie sie bei Bauwerken auch auftreten** (= "low blow"-Schlagbiegeversuch).

2.2 Scharfkerbenprüfungen mit guter Korrelation zur Bruchzähigkeit

Zur Bestimmung der kritischen Bruchzähigkeit (Figur 1) eines anrissgefährdeten Bauteils ist die spezifische Anrissenergie, bestimmt mit der J-Integraltechnik nach Norm ASTM E813, oder die Bruchzähigkeit nach ASTM E399 zu ermitteln. Für hochfeste Stangen des Bauwesens wurden hier als Ersatz für die ASTM-Normen verschiedenartige seitengekerbte Rundproben zur Abschätzung der Bruchzähigkeit entwickelt, welche sich für Stossprüfung und Langzeitversuche eignen (Figur 3).

Dank einer progressiv zunehmenden Rissfrontbreite ist mit den neuen Kerbformen eine Risszähigkeitsbestimmung in der Oberflächenzone möglich (Figur 3). Die zugehörigen Spannungsintensitätskorrekturfaktoren Y' für Dreipunktbiegeproben sind als Kurven dargestellt für die speziell geeigneten Sichelkerbprobenformen (SSK, Sichel) und andere Formen. Die Versuchsergebnisse mit den heiklen Drahtproben zeigen, dass die Versuchstechnik für Stangen und Drähte im "low blow"-Versuch trotz der auftretenden Schwingungen funktioniert. Diese Methode ist für instrumentierte Kerbschlagprüfhämmer bereits Stand der Technik (vgl. [2], S. 174). In diesem Versuch wird die Biegekraft F in Funktion der Zeit aufgenommen, an einer 3-Pkt-Biegeprobe mit wirksamem Hebelarm l .

3. PRAKTISCHE ANWENDUNGEN IN FORM VON PRÜFSPEZIFIKATIONEN

Die vorgeschlagene Prüfsystematik führt bei konsequenter Anwendung des dreigliedrigen Sicherheitsnachweises (Figur 2) zu Prüfspezifikationen mit Einbezug der Risszähigkeit. Für eine Sonderanwendung, bei der der Zeiteinfluss eine Rolle spielt, mit ungünstiger Superposition der Einwirkungen, ist hier eine typische Prüfspezifikation zusammengestellt.

Stabmaterial für Stossbelastung bei Tieftemperatureinsatz

Rohmaterial: Zugstange (Dmr.26) mit gewalztem/gerolltem Gewinde.

Einbauzustand: Ab Werk geschützt, eingebaut und auf Baustelle gegen Korrosion geschützt, im Betrieb kontrollierbar und austauschbar.

Prüfbedingung: Kurzzeitprüfung mit betriebsähnlicher Belastungsgeschwindigkeit und superponierter minimaler Temperatur.

Prüfprogramm: Zugversuch (Dehnung, Einschnürung), Biegeversuch im Baustellenzustand, SSK-Schlagbiegeversuch (ev. Kerbschlagversuch mit Kerbe an der Oberfläche), instrumentiert für "low blow"-Technik zur Ermittlung des K_{ID} -Wertes.

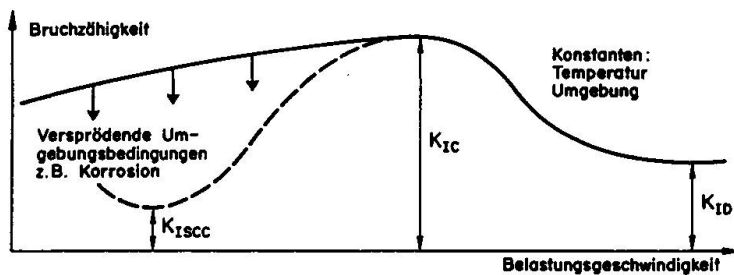
Qualitätssicherung: Aus dem garantierten K_{ID} -Wert des Herstellers kann mit der Beziehung in Figur 3 der zulässige Oberflächenfehler für die Kontrollen festgelegt werden. Die Probeentnahme aus einer Gewindestange ist in Figur 4 dargestellt.

Das Beispiel zeigt eine typische Anwendung des Bauwesens, bei der die statische Betrachtungsweise ohne Untersuchung des Risszähigkeitsverhaltens nicht statthaft ist. Dauerhaftigkeitsnachweise sind mit Vorteil an "repräsentativ geschädigten" Bauteilen durchzuführen.

4. BEZEICHNUNGEN

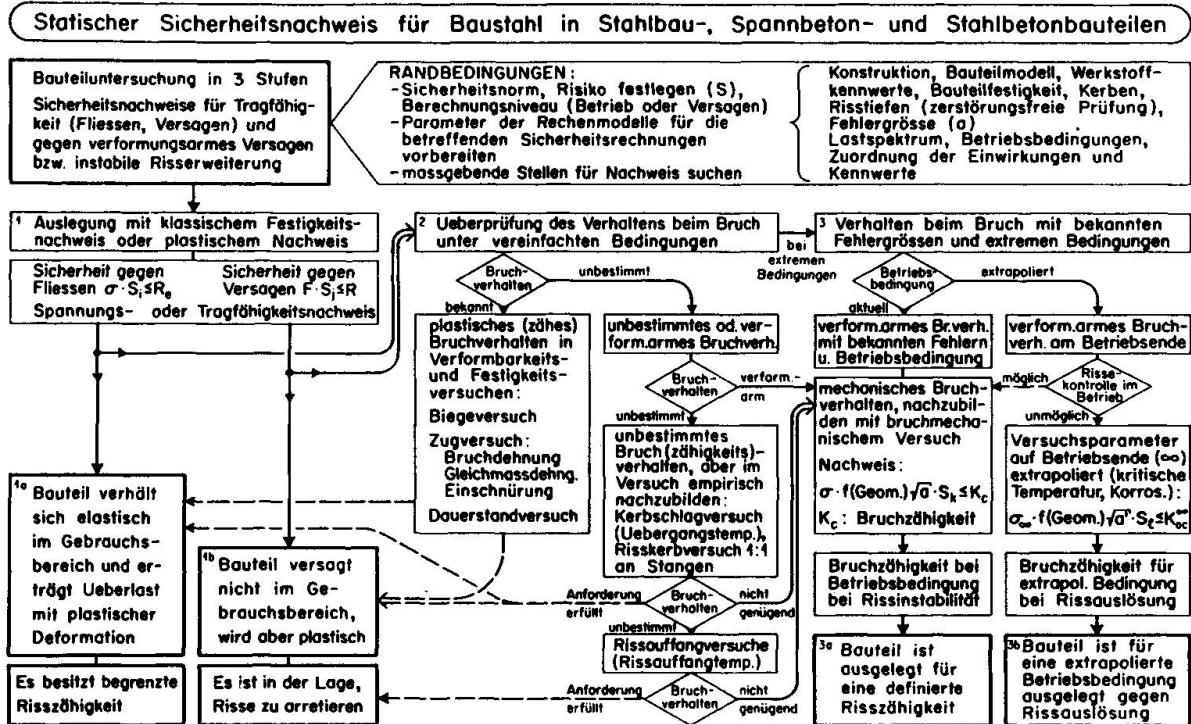
a	Risstiefe, Kerbtiefe	R_e, R	Streckgrenze, Festigkeit
D	Durchmesser der Probe	Y^I	Spannungsintensitätskorr.faktor = $(K_I/\sigma\sqrt{a})(32\sqrt{a/D}/\pi)$
F	Kraft auf Biegeprobe	$d\epsilon/dt$	Dehngeschwindigkeit
l	Hebelarm der Biegeprobe	σ	mechanische Spannung
K_{IC}, K_{ID}	stat., dyn. Bruchzähigkeit		
K_{ISCC}	K_{IC} (Spannungsrisskorrosion)		

5. ILLUSTRATIONEN

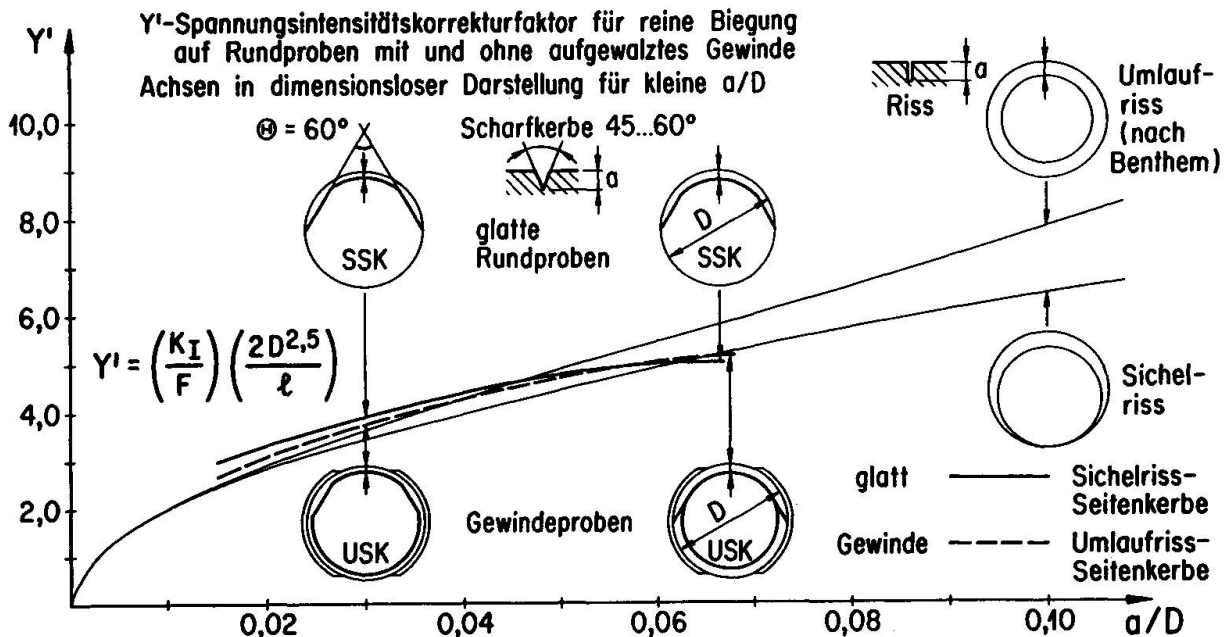


<u>Langzeitgebiet</u>	<u>Quasistatisch</u>	<u>Dynamisch (Stoss)</u>
$d\epsilon/dt < 10^{-7}/s$	$d\epsilon/dt \sim 10^{-5}/s$	$d\epsilon/dt > 10^{-3}/s$
Bauteil oder Probe : vorgeschädigte, korrodierte, gekerbte Zugprobe oder Biegeprobe	angerissene oder gekerbte Zug- (Bauteil-) oder Biegeprobe	gekerbte, evtl. angerissene Schlagbiegeprobe, evtl. Zugprobe
Einrichtung : Dauerstandversuch - Kriechversuch oder Zugversuch, $\dot{\epsilon}$ = konstant - Relaxationsversuch	Zugprüfmaschine - elektromechanisch oder - servohydraulisch geregelt	Schlagwerk instrumentiert - Pendel - Fallwerk
Umgebungseinfluss (Konditionierung) : - Medium, Temperatur	- Temperatur	- Temperatur

Figur 1: Bruchzähigkeit als Funktion der Belastungsgeschwindigkeit

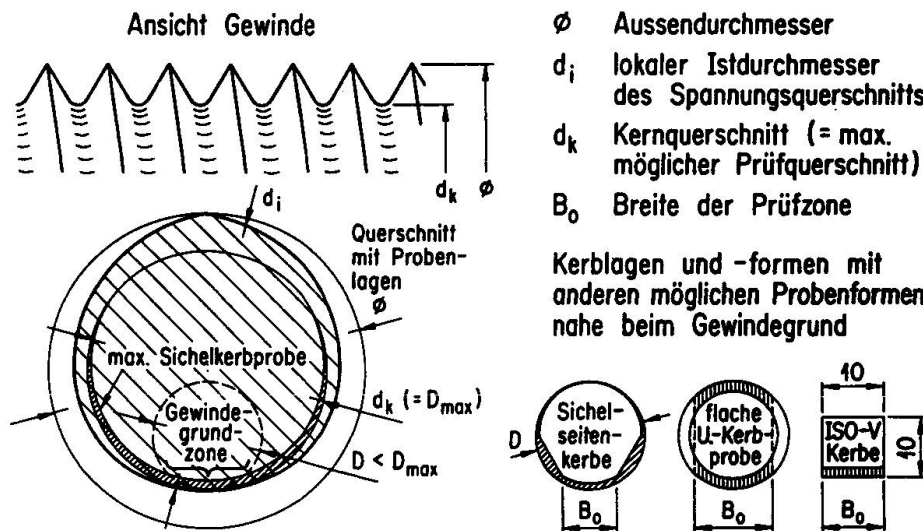


Figur 2: Statischer Sicherheitsnachweis mit Überprüfung des Verhaltens beim Bruch



Figur 3: Funktionen $Y' = 250x - 6'426x^2 + 93'400x^3 - 536'000x^4$ für USK-Gewinde
für Bereich $Y' = 271x - 7'186x^2 + 102'900x^3 - 589'000x^4$ für SSK-Sichel
a/D von $Y' = 0.018 + 181.9x - 2'407x^2 + 14'590x^3$ für Umlaufriss
0.02-0.07 $Y' = 0.023 + 177.5x - 2'463x^2 + 14'300x^3$ für Sichelriss

Schraubennormgewinde mit Kerbprobenlage



Figur 4: Anordnung von gekerbten Rund- und ISO-V-Proben in Gewindestange

6. LITERATURVERZEICHNIS

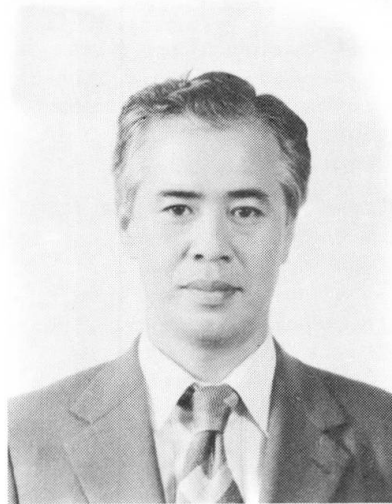
- [1] U. NÜRNBERGER, "Analyse und Auswertung von Schadensfällen bei Spannstählen". Forschung, Strassenbau BVM BRD 308 (1980).
- [2] U. MORF, "Zähigkeitsverfahren für Draht und Stangenmaterial am Stahl". Diss. ETHZ Nr. 8492/EMPA-Publ. Nr. 216 (1988).
- [3] VERSCH. AUTOREN, "Spannungsrisskorrosion in Spannbetonbauwerken". Stahleisen mbH, Düsseldorf (1983).
- [4] G. HAMPEIJS, "Spannungsrisskorrosion von Spannstählen...". X. Kongress der FIP, New Delhi (1986).
- [5] U. MORF UND MITARBEITER, "Korrosionsinduzierte Sprödbrüche an Stangenmaterial". SIA (SVMT) Doku. 98 (1985).
- [6] FIP-Report on Prestressing steel Nr. 5, "Stresscorrosion cracking resistance test...". 5/7 (1980).
- [7] Euronorm 138-79 "Spannstähle"

Fatigue Strength of Corroded Steel Plates from Old Railway Bridge

Résistance à la fatigue de tôles en acier corrodées d'un vieux pont de chemin de fer

Ermüdungsfestigkeit korrodierter Stahlbleche einer alten Eisenbahnbrücke

Hidehiko ABE
Prof. of Civil Eng.
Univ. of Utsunomiya
Utsunomiya, Japan



Hidehiko Abe, born 1931, graduated, and received his doctoral degree from the University of Tokyo, Japan. For 30 years he worked for the Japanese National Railways, mainly engaged in design of steel bridges. Since 1984 he has been teaching structural engineering at University of Utsunomiya.

SUMMARY

This paper presents results of fatigue tests for corroded steel plates. The test specimens with various degrees of corrosion were taken from an old bridge which had been used for over fifty years. It also deals with an attempt to predict the remaining fatigue life of steel railway bridges. For this purpose the author conducted fatigue tests of a steel railway bridge, which had been long in use and compared the test result with the analytical one.

RÉSUMÉ

Des essais de fatigue sur des tôles en acier corrodées sont présentés. Les échantillons, présentant différents degrés de corrosion, ont été prélevés sur un pont de plus de 50 ans. Les essais sont exécutés pour prédire la durée de vie restante. Les résultats sont comparés avec des solutions analytiques.

ZUSAMMENFASSUNG

Ermüdungsversuche an korrodierten Stahlblechen werden vorgestellt. Die Versuchskörper verschiedenen Korrosionsgrades wurden einer über fünfzigjährigen Brücke entnommen. Der Versuch wurde unternommen, um die Restlebensdauer vorauszusagen. Zu diesem Zweck werden die Versuchsergebnisse mit analytischen Ergebnissen verglichen.



1. INTRODUCTION

Steel bridges for railways are apt to suffer from fatigue damages. They are usually designed according to standards which take the fatigue effect into account and structural details which are supposed to have high resistance to fatigue failure are selected. Nevertheless, many fatigue damages have occurred in actual railway bridges and they are often associated with corrosion. While most available fatigue data for structures are those which are obtained from specimens of non-corroded materials, few data of fatigue tests conducted on steel members which have been corroded under natural circumstances are available.

The authors conducted fatigue test for the steel parts which had been cut off from an old railway truss bridge in use for over fifty years in Japanese National Railways. The test results revealed that the notch shape made by corrosion had a greater effect on the fatigue strength than the decrease of the sectional area due to corrosion, if it was not excessive.

The paper also deals with an attempt to estimate a cumulative fatigue effect analytically and compare it with the result obtained from an experiment on an actual railway plate girder bridge which was used for more than fifty years in one of the busiest trunk lines. The test result suggested, however, that the effect of cumulative fatigue damage was obscured by the effect of corrosion and the wide scatter of the test results in this example. It seems to difficult to predict the remaining life of a bridge accurately in this way in practice.

2. TEST ON CORRODED PLATES

2.1 Test Specimens and Procedures

The bridge from which the test specimens were cut off is Tenryu Bridge, a truss bridge constructed for Tokaido Line, one of the busiest trunk lines. It was erected in 1913 and had been used for about fifty years. In addition to specimens of standard coupon type, riveted specimens and shallow beam type bending specimens using the lower flanges of the stringers were also prepared as shown in Fig. 1. According to the static test conducted for mechanical properties of materials, the tensile strength of lower lateral members were a little inferior to those specified by JIS-SS 41 and ASTM-A 36, while the mechanical properties of other members were in conformity to the specifications. In the fatigue test the load was varied from nearly zero to the maximum tension.

Table 1 shows the outline of test series and summary of the test results.

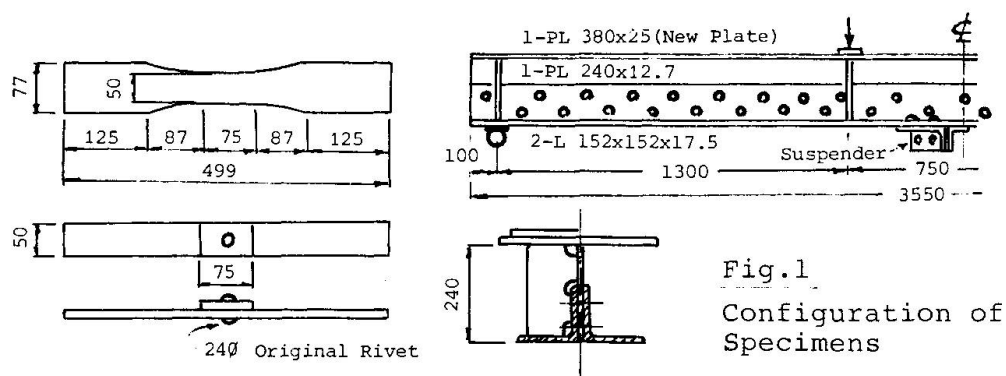


Fig.1
Configuration of
Specimens

2.2 Test Results

The test results are presented in Figure 2. As for the expression of the stress intensity for corroded specimens, three different ways were used; 1) the original cross-sectional area, 2) the average remaining cross-sectional area and 3) the area of the cross-section through which the rupture passed were referred to.

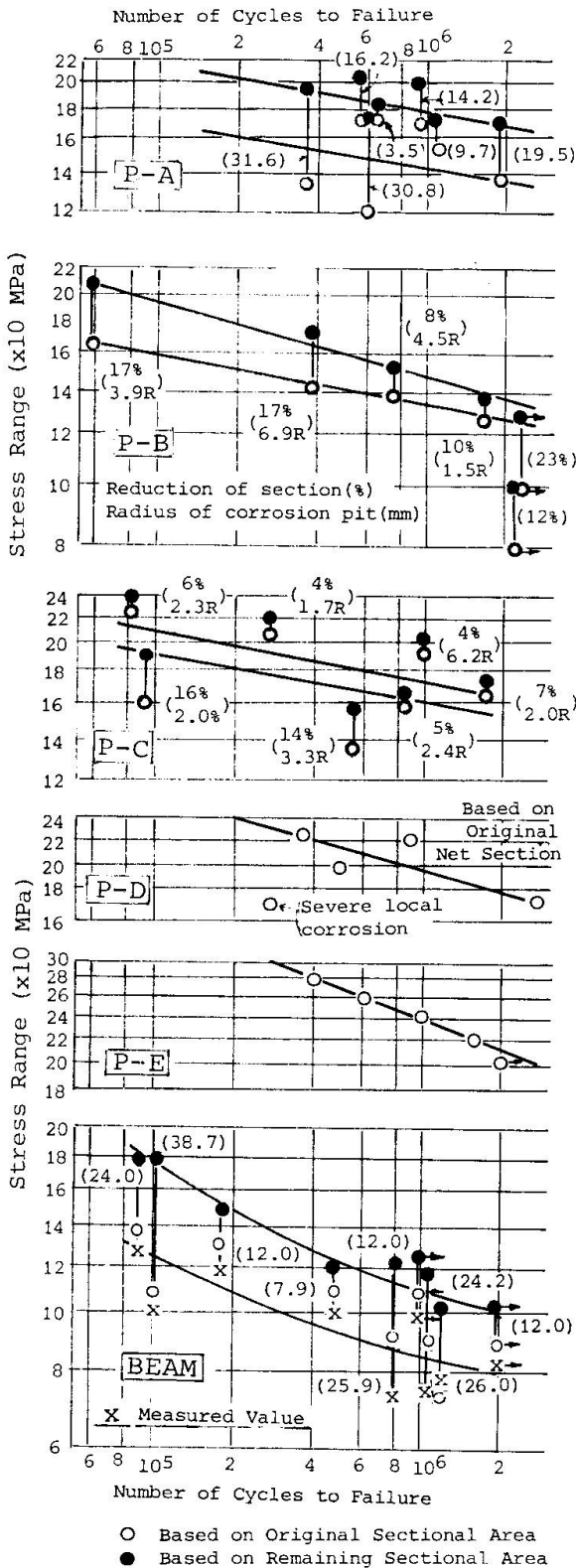


Fig. 2 Fatigue Test Results of Each Series

Furthermore, the radii of the corrosion pits from which the fatigue cracks started are also shown in the figures. For the bending test specimens, the stresses are expressed by three different ways, which are based on 1) the calculation according to the original non-corroded shape, 2) the measurement by wire strain gauges and 3) the values in inverse proportion to the reduction in the cross-sectional area due to local corrosion.

While the cracks were initiated at the bottoms of pits formed by corrosion in all the plate type specimens, they started from the edges of rivet holes in the riveted specimens and from the spot of the attachment for suspension of the lower lateral members in the beam type specimens. Several photos of fractured specimens also are shown.

2.3 Discussion

The data plotted in the figures are generally widely scattered. It is felt to be wider than in the cases of usual non-corroded specimens. The zero to tension fatigue strengths at two million cycles are summarized in Table 1. Assuming the fatigue strength of non-corroded plain plate with cut edge of 50 S as 250MPa on average, that of even a slightly corroded specimen is 210MPa (about 85%) and that of a heavily corroded specimen is drastically lowered down to 140 MPa (about 55%) even as expressed in reference to the remaining cross-section. The corroded riveted specimen, however, has a fatigue strength of 180 MPa, which is equivalent to the non-corroded riveted specimen. The reason for this seems that a riveted specimen has stress concentration inherently due to the rivet hole, which has the same degree of adverse effect on the fatigue strength as the surface irregularity due to corrosion and which need not be superimposed with the effect of corrosion.

In the beam type specimens, the fatigue strength is as low as 100MPa. It suggests that the corrosion adjacent to the attachment has a very adverse effect on the fatigue strength. It is natural that if the strength is evaluated in reference to the original cross-sectional area, it should be lowered furthermore. It seems that the

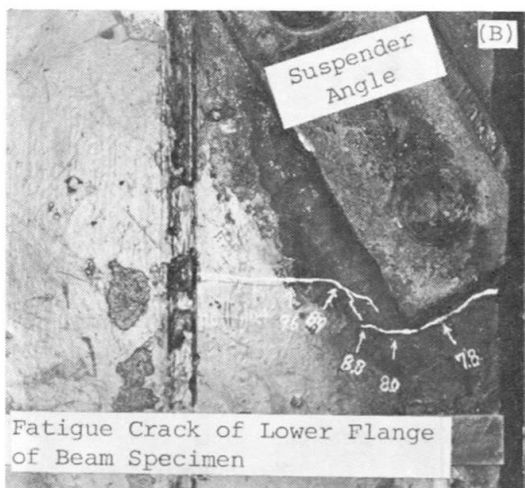
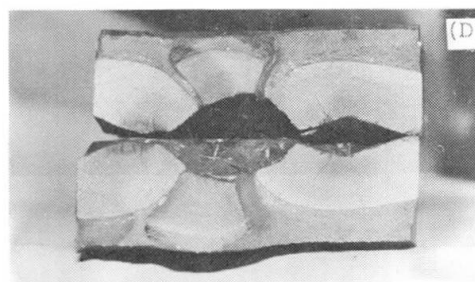
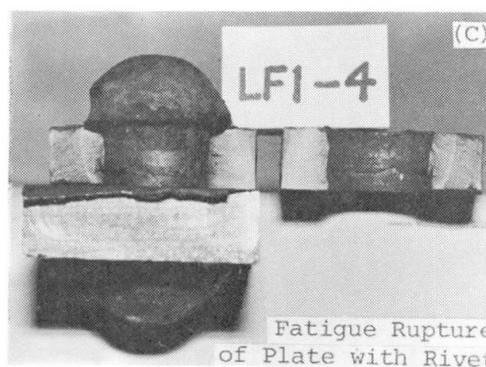
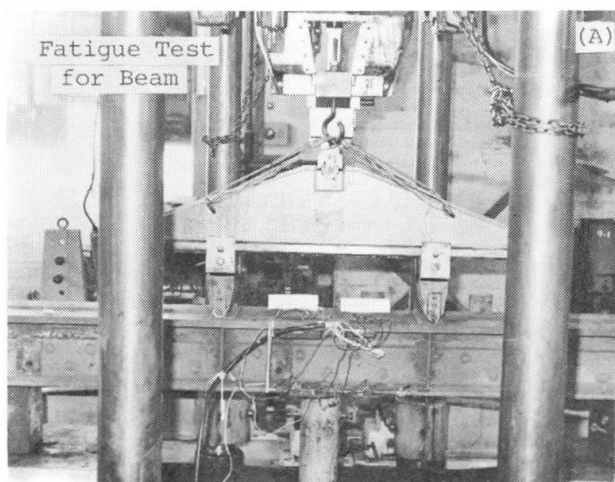


effect of the radius of the corrosion pit on the fatigue strength is insignificant.

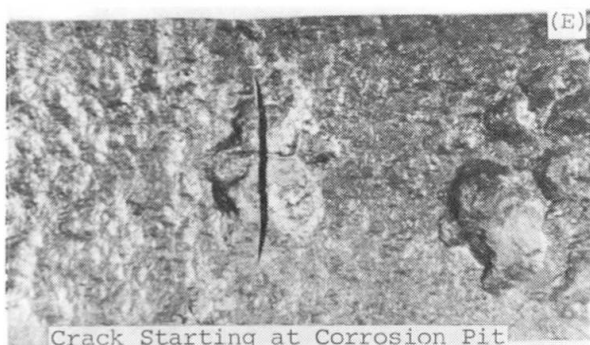
Table 1 Specimens tested and fatigue strengths

Series	Corrosion	Location of Specimens	No.	Strength, MPa		
				1*	2**	
Plates	P-A	Severe	Lower flange of stringer	7	170	135
	P-B	Severe	Lower Lateral bracing for truss	6	135	125
	P-C	Slight	Upper lateral bracing for stringer	7	160	150
	P-D	Slight	Lower lateral bracing for truss ⁺	5	180	180
	P-E	Little	Web of stringer	5	210	210
Beam	Severe	Lower flange of stringer	7	100	80	

+) Specimens with rivets, *) Strength 1 is based on average cross-sectional area decreased by corrosion and **) Strength 2 is based on original cross-sectional area.



Fatigue Rupture of Heavily Corroded Plate



3. TEST FOR CUMULATIVE FATIGUE DAMAGE

3.1 Test Specimens and Procedures

The bridge which was used for investigation of the cumulative fatigue effect was a plate girder bridge of a 12.9 meter long span, used for 54 years in To-



hoku Line, a relatively busy trunk line. It was fabricated in U.S.A. and its material was produced in Carnegie Co. The specimens for fatigue test were cut off from the lower flanges of the plate girder. It was considered that the riveted parts of the lower flanges had suffered from the cumulative fatigue effect more severely than other parts because of the location and the stress concentration. For comparison, specimens were also taken from the less stressed parts and in some specimens the original holes were reamed, so as to remove the zone which was estimated to have been subjected to the most severe cumulative fatigue effect. According to the static test, the materials were in conformity with JIS-SS 41 and ASTM-A 36. The loading was repeated at a rate of 500 cycles per minute from 12 MPa to the maximum tension in the fatigue test.

3.2 Test Results

Fig. 3 shows the comparison of the results of specimens of plain machined plate, and specimens with rivet holes that were supposed to have experienced three different degrees of cumulative fatigue effect. It is natural that the value of plain plate specimens is high. It shows that the difference among the values of specimens of different conditions are very small, as judged from the regression lines of respective series, though the results are widely scattered.

3.3 Calculation of Cumulative Fatigue Effect

Table 2 shows the calculated stress, the number of stress cycles and the estimated cumulative fatigue effect for each of the eras when the types of locomotives crossing the bridge were recorded to be different. The cumulative effect was evaluated according to Miner's Law and the stresses around the rivet holes were assumed to be 1.9 times as large as those in the non-riveted parts as seen in Fig. 3. The coefficients of cumulative fatigue effect were, thus, determined as 0.288 and 0.010 for the parts subject to larger stress and those subject to smaller stress, respectively. In Fig. 3, the three theoretical lines thus obtained are drawn together with the test results.

The difference of remaining fatigue life due to the difference of experienced stresses (Series 5 and 6) in the present case is insignificant as seen from the theoretical lines. The effects of corrosion and quality of rivet holes caused the test results to scatter over a very wide range. For those reasons it was found to be practically difficult to clarify the difference of remaining fatigue life due to the cumulative fatigue effect.

4. CONCLUSIONS

(1) Even slight corrosion has a significant effect on the fatigue strength, especially in case the original element is smooth, free from stress concentration.

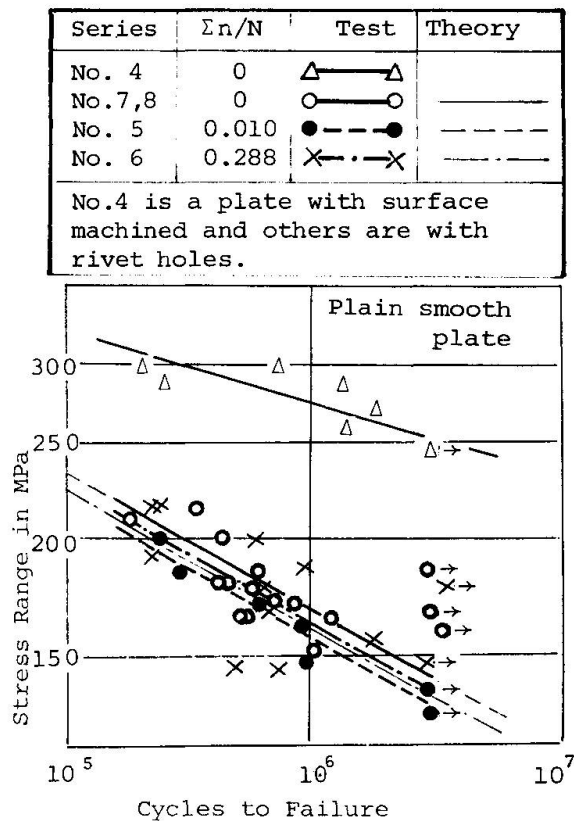


Fig.3 Results of Fatigue test of Cumulative Damage



When the allowable fatigue strength is to be determined for the design where such elements are used, care must be taken so as to provide a greater safety margin, assuming a possibility of future corrosion to some extent.

In a heavily corroded steel plate, the fatigue strength is drastically lowered to as low as 140 MPa to 100 MPa in reference to the remaining cross-sectional area, of stress range at two million cycles, because of severe stress concentration at the corrosion pit and because of reduction of the cross-sectional area. But the fatigue strength of elements which involve stress concentration inherently, such as riveted plates, are relatively less influenced by corrosion.

(2) According to an experiment on specimens cut off from a steel railway bridge which had been subjected to even considerably frequent loadings in the past, the cumulative fatigue effect on the remaining life appeared insignificant in practice. One of the reasons for this seems that the corrosion and irregularity in fabrication tend to cause such a vast scatter in the results of fatigue test that it is difficult to clarify the effect of the cumulative fatigue damage. The other reason may be that actually the cumulative effect on the main members or bridges which are carefully designed according to the current specifications is usually insignificant. Most of the actual fatigue failures have occurred at inadequate structural details, parts which have substantial defects in fabrication or hidden excessive corrosion, and have resulted from causes that had not been considered, when designed, such as repetition of out-of-plane deformation and vibration [1][2].

Table 2 Example of Calculation of Cumulative Fatigue

Period (1900)	More Stressed Part				Less Stressed Part			
	Stress (M Pa)	n_i (x1000)	N_i	n_i/N_i	Stress (M Pa)	n_i (x1000)	N_i	n_i/N_i
17 -19	112.7	132	2,592	0.051	74.5	132	79,782	0.002
31 -45	129.4	183	1,657	0.110	86.2	183	47,276	0.004
46 -58	120.5	153	2,084	0.073	80.4	153	58,558	0.003
59 -63	103.9	50	3,377	0.015	69.6	50	102,747	0.000
64 -71	103.9	130	3,377	0.038	69.6	130	102,747	0.001
Ditto	51.9	43	32,013	0.001	34.3	43	893,299	0.000
Sum/54		691		0.288		691		0.010

5. REFERENCE

- [1] H. ABE and A. TANIGUCHI, Fatigue Damage and Repair of Floor Beam of Steel Railway Bridges, Proc. of ASCE-IABSE Symposium at Morgantown, U.S.A., August 1980, pp 414 to 421
- [2] H. ABE et al., Fatigue Damage and Repair of Steel Railway Bridges in Japan, Final Report of IABSE Symposium at Tokyo, September 1986, pp 48 to 51

Aluminizing as a Reliable Method of Steel Corrosion Protection
Protection anticorrosion efficace à l'aide d'un revêtement d'aluminium
Aluminiumbeschichtung als wirksamer Korrosionsschutz

I. A. BOIKO
M. Sc. (Eng.)
TSNIIPSC
Moscow, USSR



I. A. Boiko, born 1938. Graduated from the Moscow Institute of Non-Ferrous Metals. He has been studying the corrosion problems of aluminium coatings of steels in atmospheric conditions.

S. V. MARUTYAN
M. Sc. (Eng.)
TSNIIPSC
Moscow, USSR



S. V. Marutyan, born 1948. Graduate from the Moscow Institute of Aviation Technology. He has been studying the processes of steel aluminizing.

SUMMARY

The technology of hot-dip aluminium coating of steel members has been investigated. The corrosion-resisting properties of the obtained coatings have been studied for the areas of industrial and agricultural installations. A favourable effect of alloying of the aluminium melt with manganese on the coating corrosion resisting properties has been shown. Industrial production of aluminium-coated power transmission line supports has been initiated.

RÉSUMÉ

Une technologie a été développée pour le dépôt de revêtements protecteurs en aluminium sur des éléments de structures métalliques par immersion à chaud. Les propriétés anticorrosives des revêtements obtenus sont étudiées dans les milieux agressifs industriels et agricoles. L'alliage d'aluminium fondu avec manganèse exerce une influence positive sur les propriétés anticorrosives des revêtements. La production industrielle des appuis de lignes à haute tension avec revêtement d'aluminium a été mise au point.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wurde ein Schmelztauchverfahren zur Herstellung eines Aluminiumschutzüberzugs für Stahlbauelemente entwickelt. Die Korrosionseigenschaften dieses Überzugs in industriellen Medien und beim landwirtschaftlichen Betrieb wurden überprüft. Es wird eine positive Wirkung des Mangans als Legierungselement in Aluminiumschmelzen auf die Korrosionseigenschaften der Überzüge gezeigt. Die fabrikmässige Herstellung aluminiumüberzogener Freileitungsmaste ist aufgenommen worden.



The preservation of structural steelworks of industrial buildings and structures during their service life contributes to decreasing the service labour expenditure and, at present, is one of the major problems.

The total national economy losses due to corrosion of structures under the effects of corrosive atmospheres are approximately 1.5 thousand million roubles per year.

The metal loss, however, is only a part, and not the main one, of the total loss caused by corrosion. It leads to idle standing of equipment, to failures, to drop in equipment capacity and to products quality deterioration.

The continuous intensification of production and increase in capacity of assemblies resulting in a rise of operational effects on structures, on the one hand, and the desire to reduce the structural or building weight by application of thin-walled structures due to the use of progressive designs and high-quality steels, on the other hand, impose additional and more stringent requirements for corrosion protection of metalworks. In this context, the problem of high-durability protective coatings is nowadays one of the most important problems of the national economy.

At present, coatings of zinc, aluminum and their alloys are widely used for protection of structures against atmospheric corrosion and effects of fresh and sea water.

High corrosive resistance of aluminum, fast growth of its production together with the zinc deficiency steady increase raised a question of aluminum coatings wide application in building and industrial production.

One of the most efficient methods of aluminum coating application is hot-dip aluminizing which consists in dipping of a steel product into aluminum melt.

Hot-dip aluminum coatings provide long-term corrosion protection of steel structures in the atmospheres of weak and mean corrosivity (classification according to the Soviet standards). Aluminum coatings 80-100 μ m thick provide corrosion protection of steelworks for a period of 20 to 50 years, depending on the service conditions.

The increased corrosive resistance of aluminum which is inferior only to titanium in aerated solutions, is accounted for by the resistance of the oxide film consisting of Al_2O_3 or $Al_2O_3 \cdot H_2O$ and appearing on the aluminum surface,

In industrial atmospheres polluted with sulphur compounds, in particular, hydrogen sulphide and sulphurous anhydride, the aluminized steel has a fairly good resistance to corrosion.

It is common knowledge that, in the majority of environments, zinc protects steel electrochemically being an active anode. The problem concerning the possibility of electrolytic protection of steel by means of aluminum coating applied on its surface is not simple. In soft waters, the aluminum coating is considered to behave as a cathodic one, because, in this case, the potential of aluminum is more positive than that of steel. In sea water and in some fresh waters, particularly, when they contain Cl^- and SO_4^{2-} , the potential of aluminum is shifted to more active area, this



resulting in polarity reversal of the couple Al-Fe. In these cases, the aluminum coating is an anode and provides a sacrificial protection of steel. One should bear in mind that the couple "base metal" - "protective metal coating" only results from disturbance of the coating (coating defects, porosity of edges after cutting-off).

Service conditions	Corrosivity acc. to Soviet standards	Rate of corrosion, m/year		
		Aluminum coating	Zinc coating	Cm ₃ without any coating
Urban industrial atmosphere	weak	0.3-0.5	1-3	34-40
Integrated chemical plant	mean	1-3	25-30	200-210
Agricultural installations	weak and mean	5-7	15-20	90-100
Integrated iron-and-steel works	mean	1.5-2.0	25-30	130-140

Table Corrosion resistance of Cm₃, zinc and aluminum coatings in different service conditions

Proceeding from the assumption that hot-dip coatings are porousless and that the hot-dip process provides coatings without defects, the aluminum coatings protect the base metal primarily mechanically.

A coating formation takes place when there is an interaction between the liquid phase (aluminum and its alloys) and the solid one (steel surface). At the boundary of these two phases, there occur the processes of wetting, interdiffusion, solution, chemical interaction and crystallization in the system Al-Fe, including some alloying elements. The coatings thus obtained have a complex structure. The layer contiguous with steel consists of intermetallic compounds of Al and Fe, and the surface layer determining the coating durability consists of an aluminum alloy with the inclusions of Fe.

In the course of aluminizing, iron accumulates in the aluminum melt and results in decrease of the coating corrosive resistance, particularly, when its content exceeds 2.5%. The iron concentration exceeding 3.0% (the melt temperature being 700 to 730 C), the crystallization of the intermetallic compound of Fe_xAl_y type occurs on the surface of the product aluminized deteriorating its service properties and appearance.

The optimization of the temperature conditions and of the aluminizing duration allows the iron accumulation in the melt to be reduced, and, thus, the corrosive resistance of coatings to be increased. Another way of increasing the corrosive resistance of coatings is alloying of the melt with elements lowering the melt



saturation with iron and neutralizing its adverse effect in the coating.

The full-scale and accelerated corrosion tests of specimens with hot-dip aluminum coatings containing iron, silicon, manganese have shown that hot-dip coatings containing manganese have the greatest durability (Fig. 1).

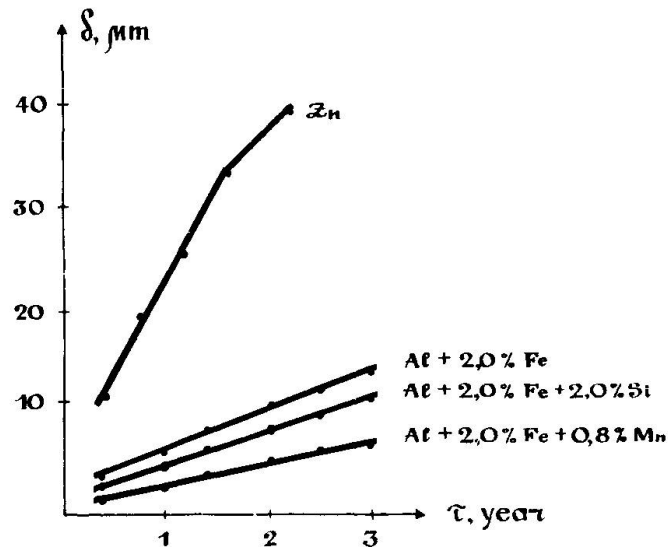
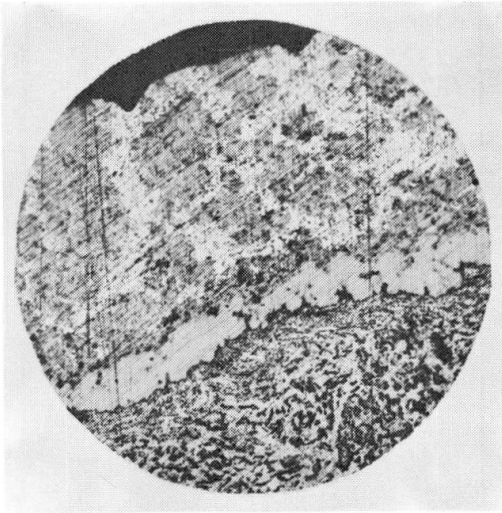


Fig. 1 Dependence of the values of corrosion failure (δ) of aluminum and zinc coatings of steel upon the test period (τ) in conditions of an integrated chemical plant

Alloying of iron-containing aluminum melt with silicon or manganese leads to a change of the electrode potentials of the coating microelements. Manganese neutralizes the effective cathodic action of inclusions FeAl_3 , whereas silicon forms cathodic inclusions (FeSiAl) and (FeSiAl) in the coating.

The corrosion-resisting properties of aluminum coatings are pre-determined by their structure which, in its turn, depends on the conditions of the coating formation. The coating structure is under a great influence of the aluminizing temperature, the steelwork hot-dipping duration, the melt composition and the steelwork cooling conditions after the coating application. Therefore, the observance of technological conditions of aluminizing will allow an aluminum coating to be formed on a steel product surface, this coating having a minimum-thickness intermetallic layer and no cathodic inclusions of FeAl_3 and Fe_2Al_5 compounds in the aluminum layer (Fig. 2).



The aluminizing process has been industrially mastered for corrosion protection of steelworks of power transmission line supports.

Fig. 2 Aluminum coating
microstructure

Leere Seite
Blank page
Page vide