

Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung

Von der Fakultät für Bauwesen
der Technischen Universität Carolo - Wilhelmina zu Braunschweig

zur Erlangung der Würde eines
Doktor - Ingenieurs (Dr. - Ing.)

genehmigte

D i s s e r t a t i o n

von

Dipl. - Ing. Claus Meyer - Ottens

aus Berlin

Eingereicht : 11. 2. 1972
Mündliche Prüfung am : 20. 12. 1972
Berichter : o.Prof. Dr. - Ing. K. Kordina
Mitberichter : o.Prof. Dr. - Ing. G. Rehm

1972

**Universitätsbibliothek
LU
Technische Universität**

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>1. Einleitung</u>	20
<u>2. Auftreten und Erscheinungsformen von Abplatzungen</u>	22
2.1. Brand- und Versuchserfahrungen nach Literaturangaben bis etwa 1960	22
2.2. Neuere Ergebnisse	24
<u>3. Ursachen von Abplatzungen</u>	32
3.1. Abplatzungen infolge des mineralogischen Aufbaues von Zuschlagstoffen	32
3.2. Abplatzungen infolge von Temperaturspannungen	35
3.2.1. Allgemeines	35
3.2.2. Abplatzungen infolge von Eigenspannungen	38
1. Eigenspannungen im ungerissenen Zustand	38
2. Eigenspannungen im gerissenen Zustand	42
3. Überlagerung von maximalen Druck-Randspannungen ..	46
3.2.3. Abplatzungen infolge von Zwängungsspannungen	48
3.3. Abplatzungen infolge Wasserdampfströmung	53
3.3.1. Allgemeines	53
3.3.2. Beton-Zugspannungen infolge Wasserdampfströmung	55
1. Wasser- und Wasserdampfströmung bei Erwärmung	55
2. Theoretischer Ansatz	61
3. Folgerungen	65
3.4. Zusammenfassung und Bewertung der Abplatz-Ursachen	67
<u>4. Kriterien für Bauteilversagen - Beispiele und Ursachen</u>	69
4.1. Bauteilversagen durch sich ständig wiederholende Abplatzungen	70
4.2. Bauteilversagen durch einmalige Abplatzungen (plötzliches Versagen).....	71
<u>5. Maßnahmen zur Verminderung oder Verhinderung von Abplatzungen</u> 72	72
5.1. Allgemeines	72
5.2. Maßnahmen zur Verminderung von Abplatzungen - Teilschutz unverkleideter Betonbauteile	75
5.2.1. Betontechnologische Maßnahmen	75
5.2.2. Statische Maßnahmen	75
5.2.3. Konstruktive Maßnahmen	76
5.3. Maßnahmen zur Verminderung von Abplatzungen - Schutz durch teilweise Verkleidung des Betons	83
5.4. Maßnahmen zur Verhinderung von Abplatzungen - Vollständige Verkleidung (Objektschutz) des Betons	87
<u>6. Zusammenfassung</u>	88

Literatur - Verzeichnis

- [1] Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken.
a) Die Bauwirtschaft 25 (1971) Heft 24 bis 27,
b) Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 19, Juli 1971,
jeweils Bauverlag GmbH, Wiesbaden 1971.
- [2] Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen.
Dissertation, Technische Universität Braunschweig 1966.
- [3] Kordina, K.: Grundlagen für den Entwurf von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit bestimmter Feuerwiderstandsdauer.
Beitrag in: Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis (Festschrift Professor Rüsck). Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin - München 1969.
- [4] Meyer-Ottens, C.: Abplatzversuche an Prüfkörpern aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton bei verschiedenen Temperaturbeanspruchungen.
(Abschlußbericht eines Forschungsauftrages, durchgeführt am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972, Veröffentlichung in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton in Vorbereitung.)
- [5] Gary, M.: Brandproben an Eisenbetonbauten, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 11 und 33. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1911 - 1916.
- [6] Endell, R.: Versuche über Längen- und Gefügeänderung von Betonzuschlagstoffen und Zementmörteln unter Einwirkung von Temperaturen bis 1200°C. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 60. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1929.
- Über die Einwirkung hoher Temperaturen auf Zement, Zuschlagstoffe und Beton. Zement 15 (1926) H. 45, S. 823. Bauverlag GmbH, Wiesbaden 1926.

- [7] Bottke: Verhalten von Eisenbetonbauten im Feuer. Beton und Eisen 30 (1931) H. 10.
- [8] Hasenjäger: Über das Verhalten des Betons und Eisenbetons im Feuer und die Ausbildung von Dehnungsfugen im Eisenbetonbau. Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig 1935.
- [9] Hannemann, M. und Thoms, H.: Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen und Stahleisendecken bei Bränden. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 132. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1959.
- [10] Haas, Ophorst und Rengers (Commissie voor Uitvoering van Research): Brandproeven op vorgespannen Betonliggers. CUR-Rapport 4 und 13, 1958, übersetzt in: Verhalten von Stahlbeton und Spannbeton beim Brand, Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 162. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1964.
- [11] Ashton, L.A. und Bate, S.C.: The Fire-Resistance of Prestressed concrete Beams. The Institution of Civil Engineers, London 1960. Übersetzt in: Verhalten von Stahlbeton und Spannbeton beim Brand, Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 162. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1964.
- [12] Gustaferrero, A.H. und Carlson, C.C.: An Interpretation of Results of Fire Tests of Prestressed Concrete Building Components. Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 7, No. 5, Chicago 1962.
- [13] Meyer-Ottens, C.: Brandversuche an Decken-, Balken- und Wandkonstruktionen; Zusammenstellung und Auswertung der Ergebnisse. Beitrag in: Brandschutz - Untersuchungen an Wänden, Decken und Dacheindeckungen. Berichte aus der Bauforschung, Heft 70. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin - München 1971.
- [14] Kristen, Th. und Wierig, H.-J.: Der Einfluß hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton. Der Bauingenieur (1960) H. 1.
- [15] Kocherscheidt, W.: Feuerwiderstandsfähigkeit von Beton und Stahlbeton. Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart 1963.

- [16] Bornemann, P.: Grundlagen für die Bemessung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten.
a) Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig 1964.
b) Deutscher Ausschluß für Stahlbeton Heft 181. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1966.
- [17] Seekamp, H. und Becker, W.: Brandverhalten durchlaufender Stahlbetonrippendecken. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton Heft 197. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1967.
- [18] Hinrichs, B.R.: Das Verhalten von Brandschutzplatten, -tapeten und Zwischendecken bei Brandversuchen in natürlichem Maßstab. VdF-Zeitschrift 12 (1963) Heft 4 und 13 (1964) Heft 2. Verlag W. Kohlhammer GmbH, Stuttgart 1963-64.
- [19] Butcher, E.G., Chitty, T.B. und Ashton, L.A.: The temperature attained by steel in building fires. Fire Research Technical Paper No. 15. Her Majesty's Stationery Office, London 1966.
- [20] Butcher, E.G., Bedford, G.K. und Fardell, P.J.: Further Experiments on Temperatures reached by Steel in Building Fires. Beitrag in: Symposium No. 2, Behaviour of structural steel in fire, Januar 1967. Her Majesty's Stationery Office, London 1968.
- [21] Der Brand des Lagergebäudes 1960/61 der Dätwyler AG, Altdorf, am 8.-9. Mai 1963. BVD-Bulletin, 20. Jahrg., H. 2. Brandverhütungsdienst für Industrie und Gewerbe, Zürich 1964.
- [22] Lindblad, Å., Pettersson, O., Schmidt, B. und Ödeen, K.: Brand i Magasin 6 i Stockholms Frihamn. Bulletin 3, Lund Institute of Technologie, Division of structural Mechanics and Concrete Construction. Lund 1966.
- [23a] Bohl: ... von Florian Hamburg 13: brennt LKW mit 14 t Kunstharz im Autobahntunnel Südliche Umgehung. Brandschutz, Deutsche Feuerwehr-Zeitung, 23 (1969) Heft 10. Verlag W. Kohlhammer GmbH, Stuttgart.

sowie

- [23b] Gutachtliche Stellungnahme des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig Nr. I 69 2935 vom 2.5.1969 zum Brandschaden vom 31.8.1968 im Autobahntunnel K 12 der BAB Südliche Umgehung Hamburg, aufgestellt für die Freie und Hansestadt Hamburg, Baubehörde (unveröffentlicht).
- [24] Hopfmann, W.: Großbrand in Zellhornbetrieb. Brandwacht 18 (1963) H. 11. Mitteilungen des Bayerischen Landesamtes für Feuerschutz, herausgegeben im Auftrage des Bayerischen Staatsministeriums des Innern, München 1963.
- [25] Die Gefahren des Zelluloids. Alarma 22 (1968) 3, Seite 36 - 37.
- [26] Fire Performance Ratings 1965, Supplement No. 2 to the National Building Code of Canada. Issued by the Associate Committee on the National Building Code, National Research Council, Ottawa, Canada.
- [27] Bernander, K.-G.: Spännbetongens mot ståndsformåga mot brand. Väg-och vatten byggaren, 1962 Heft 5. Verlag SVR:s Förlags AB, Stockholm 1962.
- [28] Hammersmith, R.J.: U.S. Experience with Fires in Prestressed Concrete Construction. Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., USA 1965. Teilveröffentlicht in: Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton, Ergebnisse einer Tagung der F.I.P., Braunschweig Juni 1965. Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin 1966.
- [29] Betong och Brand, Handbok för brandteknisk bedömning av betongbyggnader och reparation av brandskadade betongkonstruktioner. Svenska Tarifföreningen. Verlag E. Kihlströms Tryckeri AB, Stockholm 1959.
- [30] Carlson, C.C.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams, Study A - Influence of Thickness of Concrete Covering over Prestressing Steel Strand. Portland-Cement-Association (PCA) Bulletin 147, Skokie, Ill., USA 1962.

- [31] Das Verhalten von Spannbetonbalken bei Beanspruchung durch Feuer und Wärme. Bericht erstattet von:
- Meyer-Ottens, C., Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1963 (unveröffentlichter Abschlußbericht eines Forschungsauftrages).
- [32] Kordina, K.: Der Einfluß von Abplatzungen, Schutzschichten und des Spannsystems auf die Feuerwiderstandsdauer. Beitrag in: Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton, Ergebnisse einer Tagung der F.I.P. in Braunschweig, Juni 1965. Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin 1966.
- [33] Kordina, K.: Feuerbeständigkeit von Stahlbeton und Spannbeton. Vortrag auf dem Betontag 1963 in Essen. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden 1963.
- [34] Barends, J.F.B.: Löschversuche, Beitrag in: Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton - Ergebnisse einer Tagung der F.I.P. in Braunschweig, Juni 1965. Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin 1966.
- [35] Reiter, C.: Die Anfälligkeit des Stahlbetonbaus gegen Feuer. VfdB-Zeitschrift 13 (1964) H. 2, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart 1964.
- [36] Becker, W. und Stanke, J.: Brandversuche an Stahlbetonfertigungsstützen (Teil 2 und 3). Deutscher Ausschluß für Stahlbeton Heft 215. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1970.
- [37] Becker, W. und Stanke, J.: Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen durch Anwendung von Bekleidungen oder Ummantelungen. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton Heft 214. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1970.
- [38] Persönliche Mitteilung von Herrn H.L. Malhotra, Fire Research Station Boreham Wood, England
- sowie
Research Paper No. 12, National Bureau of Standards (N.B.S.)
Washington, USA.

- [39] Seekamp, H.: Brandversuche mit stark bewehrten Stahlbetonsäulen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 132. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1959.
- [40] Seekamp, H., Becker, W. und Struck, W.: Brandversuche an Stahlbetonfertigsäulen (Teil 1). Beitrag im Heft: Verhalten von Stahlbeton und Spannbeton beim Brand. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 162. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1964.
- [41] Heufers, H.: Brandversuche an schlanken, stark bewehrten Stahlbetonsäulen hoher Betongüte. Beton Herstellung und Verwendung 13 (1963) H. 5. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1963.
- [42] Kennedy: Pressure-volume-temperature relations in water at elevated temperatures and pressures. American Journal of Science 248 (1950) 540 - 564.
- [43] Mosebach, R.: Neue Ergebnisse auf dem Gebiet der hydrothermalen Forschung. Chemiker Zeitung 79 (1955) Nr. 17.
- [44] Micheelsen, H.: The structure of dark flint from Stevns, Denmark. Medd. fra Dansk Geol. Forening. Kobenhavn, Bd. 16, 1966.
- [45] Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 214. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1970.
- [46] Dougill, John W.: Some effects of thermal volume changes on the properties and behaviour of concrete. International Conference on the Structure of Concrete, 1965, Paper 12.
- [47] Weigler, H., Fischer, R. und Dettling, H.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 164. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1964.
- [48] Petzold, A. und Röhrs, M.: Beton für hohe Temperaturen. VEB Verlag Bauwesen, Gemeinschaftsaufgabe mit dem Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1965.

- [49] Jastrzebski, Z.D.: Nature and Properties of Engineering Materials. John Wiley & Sons, Inc., New York und Chapman & Hall, Ltd., London 1959.
- [50] Nekrassow, K.D.: Hitzebeständiger Beton. Bauverlag GmbH, Wiesbaden 1961.
- [51] Petzold, A. und Göhlert, J.: Tonindustrie-Zeitung 86 (1962) Nr. 10, S. 228.
- [52] Saito, H.: Explosive Spalling of Prestressed Concrete in Fire. Beitrag in: Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton, Ergebnisse einer Tagung der F.I.P. in Braunschweig, Juni 1965. Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin 1966.
- [53] Rickenstorf, G.: Abplatzungen an temperaturbeanspruchten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Beitrag zum VI. Kongreß der F.I.P., Prag 1970. Kammer der Technik, Fachverband Bauwesen, F.I.P.-Komitee der DDR, 1970.
- [54] Akhtaruzzaman, A.A. und Sullivan, P.J.E.: Explosive Spalling of Concrete exposed to high Temperature. Concrete Structures and Technology, Research Report CSTR Dezember 1970. Imperial College of Science and Technology, Civil Engineering Department, London.
- [55] Sullivan, P.J.E. und Zaman, A.A.A.: Explosive Spalling of Concrete exposed to high Temperatures. Beitrag H 1/5 in: Reprints of the first International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology". Bundesanstalt für Materialprüfung Vol. 3, Part H, Berlin 1971.
- [56] Shorter, G.W. und Harmathy, T.Z.: Proceedings, Institute of Civil Engrs., Vol. 20, 1961, Seite 313.
- [57] Harmathy, T.Z.: Effect of Moisture on the Fire Endurance of Building Elements. Beitrag in: Moisture in Materials in Relation to Fire Tests. ASTM Special Technical Publication No. 385. American Society for Testing and Materials, Chicago, Ill., USA 1964.



- [58] Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig 1966.
- [59] England, G.L.: Migration of Moisture and Pore Pressures in Heated concrete. Beitrag H 2/4 in: Reprints of the first International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology". Bundesanstalt für Materialprüfung Vol. 3, Part H, Berlin 1971.
- [60] Ohgishi, S.: Experiments on strength and elasticity at high temperature of radiation shielding concretes. Trans. of A.I.J., No. 103 (1964).
- [61] Cruz, C.R.: Elastic properties of concrete at high temperatures. J.P.C.A. Research and Development Laboratories, Vol. 8, Nr. 1, S. 37/45 (1966).
- [62] Philleo, R.: Some physical properties of concrete at high temperatures. J.A.C.I., No. 54 - 47, S. 857/64 (1958).
- [63] Marechal, J.C.: Variations in the modulus of elasticity and poisson's ratio with temperature. A.C.I.-Int. Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, Berlin (1970).
- [64] Harada, T.: Fire resistant properties of concrete with varying rock characters of aggregate. (Persönliche Mitteilung, unveröffentlicht), (1971).
- [65] Bonzel, J.: Elastische und bleibende Zusammendrückung des Betons im Kurzzeitversuch und Möglichkeiten ihrer Beeinflussung. Zement Kalk Gips 1957 Heft 10. Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin.
- [66] CEB/FIP: International recommendations for the design and construction of concrete structures. Cement and Concrete Association. London 1970.
- [67] Timoshenko, S.: Strength of Materials, Part II, Advanced Theory and Problems. Third Edition. D. van Nostrand Company, Inc., Princeton. New Jersey, USA 1956.

- [68] Selvaggio, S.L. und Carlson, C.C.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams Study B. Influence of Aggregate and Load Intensity. Portland-Cement-Association (PCA) Bulletin 171, Skokie, Ill., USA 1964.
- [69] Wierig, H.-J.: Das Verhalten von Betonwaren und Stahlbetonfertigteilen im Feuer.
 a) Betonsteinzeitung Heft 8 bis 10 (1963), Bauverlag GmbH Wiesbaden 1963.
 b) Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 162. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1964.
- [70] Seiman, M.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Wärmespannungen in zylindrischen Werkstücken unter dem Einfluß von rotationssymmetrischen Temperaturfeldern. Dissertation, Technische Hochschule Aachen 1970.
- [71] Umschau in "Stahl und Eisen"
 a) Stahl und Eisen, 73 (1953) S. 1349 ff
 b) Stahl und Eisen, 75 (1955) S. 349 ff
 c) Stahl und Eisen, 77 (1957) S. 49 ff
 d) Stahl und Eisen, 85 (1965) S. 158 ff und 428 ff
- [72] Dundurs, J. und Zienkiewicz, O.C.: Stresses around Circular Inclusions due to thermal Gradients with particular Reference to reinforced Concrete. Journal of American Concrete Institute, Dez. 1964, Seite 1523 - 1532.
- [73] Haller, P.: Die Austrocknung von Baustoffen. Dissertation Technische Hochschule Zürich 1942.
- [74] Krischer, O.: Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik. Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg, 1956 und 1963.
- [75] Pihlajavaara, S.E.: On the main features and methods of investigation of drying and related phenomena in concrete.
 a) Dissertation, Universität Helsinki 1965.
 b) The State Institute for Technical Research, Finland, Publication 100, Helsinki 1965.

- [76] Pihlajavaara, S.E. und Ranta, M.A.: A theoretical Study on the effect of gravitation on drying with special reference to concrete. The State Institute for Technical Research, Finland. Publication 94, Helsinki 1965.
- [77] Rehm, G. und Waubke, N.V.: Festigkeits- und Feuchtigkeitsuntersuchungen an Zementestrichen. boden + wand + decke 1972, Heft 9, Lobrecht-Verlag, Bad Wörishofen 1972.
- [78] Untersuchungen über Erwärmungsvorgänge an balkenartigen Betonbauteilen unter Brandbeanspruchung. Bericht erstattet von Ehm, H. und von Postel, R., Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1966 (Veröffentlichung in Vorbereitung).
- [79] Hütte, Bd. I, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [80] Dubbels Taschenbuch für den Maschinenbau, Bd. I, Springer-Verlag.
- [81] Weigler, H. und Becker, G.: Untersuchungen über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 157. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1963.
- [82] Bremer, F.: Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 1971 Heft 1. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1971.
- [83] Larsson, T.: Effekt av tvangskrafter på bärande stålpeles brandmotstånd. Examination Work in Structural Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology. Lund 1969.
- [84] Pettersson, O.: The possibilities of predicting the fire behaviour of structures on the basis of data from standard fire resistance tests. Beitrag beim: "Colloque sur les Principes de la Sécurité au Feu des Structures" à Paris Juin 1971, Centre Scientifique et Technique du Batiment, 1971 / Lund, 1970.

- [85] Proceedings of the Sixth Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP), Prague 1970. Cement and Concrete Association (CCA) London. Verlag Lund Humphries, London-Bradford 1971.
- [86] CEB-FIP-Dispositions Constructives, Fassung März 1970 (unveröffentlicht, teilveröffentlicht in [87]).
- [87] CEB-FIP-International recommendations for the design and constructions of concrete structures; Appendixes, First Edition, June 1970. Cement and Concrete Association (CCA) London. Verlag Lund Humphries London-Bradford 1970.
- [88] Rationalisierung durch Typisierung - Zum Typenprogramm Skelettbau der Fachvereinigung Betonfertigteilbau. Betonfertigteilforum 4/71. Betonstein-Zeitung. Bauverlag GmbH, Wiesbaden 1971.
- [89] Wirsching, F.: Gipsputze an Stahlbetondecken. Die Bauwirtschaft, 1969, Heft 5. Bauverlag GmbH, Wiesbaden 1969.
- [90] Meyer-Ottens, C.: Brandversuche an ummantelten Stahlträgern. Der Stahlbau 37 (1968) H. 6, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1968.
- [91] Meyer-Ottens, C.: Brandschutz im Stahlbau, Ummantelungen und Verkleidungen, Teil 1 Unterdecken. Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln 1968.
- [92] Meyer-Ottens, C. und Kordina, K.: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 17, 1970.
- [93] Kordina, K. und Waubke, N.V.: Die mechanischen Eigenschaften von Schwebeton bei hohen Temperaturen. Materialprüfung 14 (1972) Nr. 8, VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf.
- [94] Mitteilungen des Bundesaufsichtsamtes für Versicherungs- und Bauparwesen, Berlin 1972.

Bilder-Nachweis

Bild 1 Photo-Aschwanden, Altdorf/Schweiz

Bild 2 Bundesbahndirektion Hamburg

Alle übrigen Bilder: Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig

Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen und Symbole

1. Temperaturen, Zeit

T	Temperatur (Brandraum- oder Körpertemperatur)	°C
T _o	Ausgangstemperatur	°C
T _R	Temperatur am heißen Rand von Betonkörpern	°C
T _m	Temperatur in der Mitte von zweiseitig erhitzten Betonkörpern	°C
T _D	Dampf-Temperatur	°C
T _{St}	Stahl-Temperatur	°C
ETK	Einheitstemperaturkurve DIN 4102 Blatt 2 (1970)	
I	ETK	
II	Temperatur-Zeit-Kurve nach Bild 3 (> ETK)	
t	Zeit (Branddauer)	min

2. Beton-, Stahl- und Körper-Abmessungen

d	Plattendicke (Deckendicke)	cm
b	Körperdicke (Wanddicke, Balkenbreite)	cm
t _s	Stegdicke bei I-Balken	cm
x	Tiefe	cm
x _r	halbe oder ganze Rißlänge	cm
u	kleinster Achsabstand eines Bewehrungsstabes zur beflamten Oberfläche	cm
ü	kleinster Oberflächenabstand eines Bewehrungsstabes zur beflamten Oberfläche	cm
∅	Durchmesser eines Bewehrungsstabes	cm
r	Radius, zum Beispiel eines Bewehrungsstabes oder einer Pore im Beton	cm
F _B	Beton-Querschnittsfläche	cm ²
F _{St}	Stahl-Querschnittsfläche	cm ²
V _B	Beton-Volumen	cm ³

3. Verschiebungen, Dehnungen, Spannungen

\bar{u}	Verschiebung	cm
Δl	Längenänderung	cm
ϵ	Dehnung	%
ϵ_z	Dehnung im Zugbereich	%
ϵ_d	Dehnung im Druckbereich (Stauchung)	%
$\bar{\epsilon}$	Dehnung bei $x = \bar{x}$ (Null-Linie im ungerissenen Zustand)	%
$\bar{\bar{\epsilon}}$	Dehnung bei $x = \bar{\bar{x}}$ (Null-Linie im gerissenen Zustand)	%
α	Wärmedehnzahl	grad ⁻¹
μ	Querdehnzahl	-
σ	Spannung	kp/cm ²
σ_o	einachsige Spannung infolge äußerer Last	kp/cm ²
σ_R	Spannung am heißen Rand	kp/cm ²
σ_m	Spannung in der Mitte von zweiseitig erhitzten Betonkörpern	kp/cm ²
σ_z	Zugspannung (mit Index m: in der Mitte)	kp/cm ²
σ_d	Druckspannung (mit Index R: am Rand)	kp/cm ²
σ_r	Radialspannung (hier Druckspannung)	kp/cm ²
σ_t	Tangentialspannung (hier Zugspannung)	kp/cm ²
σ_f	Beton-Zugspannung infolge Wasserdampfströmung	kp/cm ²
σ_v	Vergleichsspannung	kp/cm ²
τ_D	Spannung an der Wandung einer Pore infolge Wasserdampfströmung	kp/cm ²

4. Stoffwerte bei Beton

E_B	Elastizitätsmodul von Beton	kp/cm ²
E_o	Ausgangs-Elastizitätsmodul bei Raumtemperatur	kp/cm ²
$E(T)$	E-Modul in Abhängigkeit von T	kp/cm ²
E_m	E-Modul in Körpermitte	kp/cm ²
E_R	E-Modul am Körperrend	kp/cm ²
α_B	Wärmedehnzahl von Beton (= $1 \cdot 10^{-5}$ grad ⁻¹)	grad ⁻¹
μ_B	Querdehnzahl von Beton = Poisson'sche Konstante = 0,2 nach DIN 1045 (E 1970)	-

ρ_B	Beton-Dichte	kg/m ³
K	Permeabilität von Beton	cm ²
f(x)	Feuchtigkeitsgehalt in Abhängigkeit von der Tiefe	Gew.-%
f_V	mittlerer Feuchtigkeitsgehalt eines Gesamt- Querschnittes (jeweils ermittelt bei 105°C-Trocknung)	Vol.-%
f	mittlerer Feuchtigkeitsgehalt eines Gesamt- Querschnittes	Gew.-%
	$f = \frac{G_{\text{feucht}} - G_{\text{trocken}}}{G_{\text{trocken}}} = \frac{V_{H_2O} \cdot \rho_{H_2O}}{V_B \cdot \rho_B} = \frac{f_V}{\rho_B}$	
\bar{p}	Poren-Flächenanteil (Porosität)	%
\bar{P}	Gesamt-Porosität (= $\sum F_p$)	%
F_p	Poren-Flächenanteil (= \bar{p}/\bar{P})	cm ² /cm ²
A	Anzahl der Poren (= $F_p/\pi r^2$)	Anzahl/cm ²
	r = Porenradius	
φ	Wasserfüllungsgrad von Poren	cm ³ /cm ³

5. Stoffwerte von Stahl

E_{St}	Elastizitätsmodul von Betonstahl	kp/cm ²
E(T)	E-Modul in Abhängigkeit von T	kp/cm ²
α_{St}	Wärmedehnzahl von Stahl ($1,1 \cdot 10^{-5} \text{ grad}^{-1}$)	grad ⁻¹
μ_{St}	Querdehnzahl von Stahl = Poisson'sche Konstante = 0,3 (s. Hütte Bd. I)	-

6. Kräfte, Drücke, Geschwindigkeiten, Strömungsgrößen

P	Kraft (Indices wie bei den Spannungen)	kp
R	Kraft	kp
p	Druck	kp/cm ²
p_i	Innendruck	kp/cm ²
p_o	Außendruck	kp/cm ²
p_{H_2O}	Partialdruck von Wasserdampf	kp/cm ²
p_s	Sättigungsdruck von Wasserdampf	kp/cm ²
p_{H_2O}/p_s	relative Luftfeuchtigkeit	-

v	Geschwindigkeit	cm/min
v_{100}	Geschwindigkeit der bei Erwärmung in das Betoninnere vordringenden 100°C-Front	cm/min
v_{150}	Geschwindigkeit der bei Erwärmung in das Betoninnere vordringenden 150°C-Front	cm/min
v_D	Geschwindigkeit des ausströmenden Dampfes	m/sec
\bar{v}_D	mittlere Geschwindigkeit des ausströmenden Dampfes	m/sec
Re	Reynold-Zahl	-
γ	kinematische Zähigkeit (ist unter Beachtung der Dimensionen gleich η/ρ)	m ² /sec
η	dynamische Zähigkeit	kp sec/m ²
ρ	Dichte	kg/m ³
ρ_{H_2O}	Dichte des Wassers	kg/m ³
ρ_D	Dichte des Dampfes	kg/m ³
\dot{V}	Beton-Volumen pro Zeiteinheit	cm ³ /min
\dot{V}_{H_2O}	Wasser-Volumen pro Zeiteinheit	cm ³ /min
\dot{V}_D	Dampf-Volumen pro Zeiteinheit	cm ³ /min
\dot{V}_{DF}	Dampf-Volumen pro Zeit- und Flächeneinheit	cm ³ /cm ² min
\dot{G}_D	Dampfmenge pro Zeiteinheit	kg/min

1. Einleitung

Bauteile müssen bei Brandbeanspruchung eine ausreichende "Feuerwiderstandsdauer" aufweisen, da menschliches Leben und Sachwerte einen Mindestschutz erfordern.

Um einen definierten Personen- oder Objektschutz zu erhalten, werden u.a. durch die Bauaufsichtsbehörden Brandschutzforderungen erhoben. Sie stützen sich auf Bauordnungen, Erlasse, Normen, usw. [1]. Die Forderungen beziehen sich unter anderem auf die Brandeigenschaften der Baustoffe sowie auf die Feuerwiderstandsdauer von einzelnen Bauteilen oder ganzen Konstruktionen, d.h. auf die Dauer in Minuten, während der ein Bauteil unter einer definierten Temperatur-Zeit-Beanspruchung zum Beispiel seine Tragfähigkeit behält oder als Raumabschluß wirksam bleibt. Grundlage für die Beurteilung des baulichen Brandschutzes in Deutschland ist DIN 4102 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen", zur Zeit Ausgabe 1970.

Die Ermittlung einer Feuerwiderstandsdauer und die Einordnung in eine "Feuerwiderstandsklasse" erfolgt durch Prüfung der Bauteile in Brandversuchen. Das Bauteil wird dabei im allgemeinen entsprechend dem in der Praxis vorkommenden statischen System unter der rechnerisch vorgesehenen Belastung der Temperaturbeanspruchung nach der "Einheitstemperaturkurve" unterworfen. Andere Temperaturbeanspruchungen - zum Beispiel Schwelfeuerbeanspruchung mit relativ niedrigen Temperaturen oder höhere Temperaturbeanspruchungen mit schnellerem und höherem Temperaturanstieg im Vergleich zur Einheitstemperaturkurve - werden zur Beurteilung und Klassifizierung in der Regel nicht berücksichtigt.

Die Feuerwiderstandsdauer eines Bauteils ist - abgesehen von der Temperaturbeanspruchung - im wesentlichen vom verwendeten Baustoff, von Abmessungen, Konstruktionsart, statischem System und von den Schnittgrößen oder Spannungen sowie von eventuell vorhandenen Verkleidungen abhängig.

Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile haben in Abhängigkeit von den genannten Einflußgrößen im allgemeinen eine Feuerwiderstandsdauer von weit mehr als 30 Minuten, wenn nicht Unstetigkeiten wie Abplatzungen auftreten, [2, 3]. Es können im wesentlichen folgende Versagenskriterien unterschieden werden:

1. Erschöpfung des Tragvermögens.
 - 1.1. Versagen durch Überschreiten der Streckgrenze des Stahles.
 1. Versagen der Zugbewehrung → Verformungen, Biegebruch.
 2. Versagen der Schubbewehrung → Schubbruch.
 - 1.2. Versagen durch Überschreiten der Betondruckfestigkeit.
 - 1.3. Versagen durch Lösen des Verbundes zwischen Stahl und Beton.
 - 1.4. Versagen durch Abplatzungen, d.h. durch explosionsartige Betonabsprengungen, so daß ein verfrühtes Versagen nach 1.1. - 1.3. stattfindet.
2. Überschreiten der zulässigen Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgekehrten Seite bei raumabschließenden Bauteilen, was auch durch Abplatzungen verfrüht auftreten kann.

Das Auftreten zerstörender Abplatzungen mit plötzlichem Versagen wesentlicher Teile eines Bauteiles gab schon mehrfach Anlaß, das Abplatzungs-Phänomen zu beschreiben und zum Teil auch zu untersuchen. Die bisher vorgelegten Arbeiten erfassen jedoch immer nur einen Teilbereich des gesamten Abplatzkomplexes, beschreiben nur zufällig aufgetretene Abplatzungen und geben nur unbefriedigende Erklärungen an.

In der vorliegenden Arbeit wurde daher der Versuch unternommen, die Ursachen und daraus abgeleitete Verhinderungsmaßnahmen von Abplatzungen an Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen aus Normalbeton zu analysieren. Im einzelnen wurde versucht, folgende Fragen zu beantworten:

1. Wann und wo treten Abplatzungen auf - was sind die Erscheinungsformen?
2. Was sind die Ursachen von Abplatzungen?
3. Wie können Abplatzungen verhindert werden?

Die vorliegende Arbeit entstand im Zusammenhang mit einer Forschungsarbeit [4], die im Auftrage des Landes Nordrhein-Westfalen und unter Befürwortung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt wurde.

Der Verfasser möchte

Herrn Professor Dr.-Ing. Kordina,
Herrn Prof. Dr.-Ing. Rehm, sowie
der Feuerabteilung des Instituts - hier insbesondere
Herrn Dipl.-Ing. Schneider

für die Unterstützungen bei der Arbeit herzlich danken.

2. Auftreten und Erscheinungsformen von Abplatzungen

2.1 Brand- und Versuchserfahrungen nach Literaturangaben bis etwa 1960

Über Abplatzungen an Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter hohen Temperaturen wurde in der Literatur schon mehrfach berichtet. Soweit bekannt ist, stammen die ersten wesentlichen Erfahrungen von Gary [5], der 1910 bis 1916 in Versuchen an vier speziell hierfür betonierten ein- und zweigeschossigen Versuchsbauten das Brandverhalten von Stahlbeton-Decken, -Balken, -Wänden, -Stützen und -Treppen studierte. Es wurden unter anderem variiert: Bauteilabmessungen und Betonzusammensetzungen bei Verwendung verschiedener Zuschlagstoffe wie Quarzit, Jurakalk, Muschelkalk, Basalt und Granit. Es wurden folgende Abplatzungsarten festgestellt:

1. Kraterförmige, korngroße Abplatzungen - "Zuschlagstoff-Abplatzungen" - an einzelnen Zuschlagstoffkörnern - jedoch nicht beim Beton mit Basalt-Zuschlägen. Die Abplatzungen wurden auf den mineralogischen Charakter der Zuschläge, insbesondere auf verwitterte Feldspäte zurückgeführt.
2. Schalenförmige, explosionsartige Abplatzungen an den Bauteil-Oberflächen - "Oberflächen-Abplatzungen" - in der Größenordnung von 100 cm^2 bis zu mehreren Quadratmetern, insbesondere bei auf Druck beanspruchten Wänden und Stützen, wobei die Bewehrung teilweise freigelegt wurde. Die Abplatzungen wurden durch Wasserdampf-Spannungen im relativ feuchten Beton erklärt.
3. Explosionsartige Abplatzungen an den Ecken von Unterzügen, Stützen und Treppenstufen - "Eck-Abplatzungen" -, wobei die Eckbewehrung teilweise freigelegt wurde. An gleichzeitig mitgeprüften Sandsteinstufen entstanden ebenfalls Eck-Abplatzungen. Auch diese Abplatzungen wurden mit Wasserdampf-Spannungen sowie durch Temperaturspannungen infolge zweiseitiger schneller Erwärmung erklärt.
4. Explosionsartige Abplatzungen an den Wänden, wobei bis zu 1 m^2 große Wandteile im Ganzen zersprengt wurden und der Raumabschluß verlorenging, die Tragfähigkeit jedoch erhalten blieb. Wandteile wurden dabei mehr als 12 m weit vom Versuchshaus fortgeschleudert. Diese "zerstörenden Abplatzungen" wurden als sehr gefährlich eingestuft. Ihre Ursachen konnten jedoch nicht erklärt werden.

Außerdem wurden an allen Bauteilen Gefügelockerungen des Betons festgestellt, die jedoch nicht unmittelbar im Zusammenhang mit explosionsartigen Abplatzungen gesehen wurden.

Spätere Versuche von Endell [6] über die Längen- und Gefügeänderungen von Betonzuschlagstoffen ließ die Meinung aufkommen, daß Abplatzungen hauptsächlich durch die plötzliche Volumenänderung von quarzitischen Zuschlagstoffen hervorgerufen werden könnten. Quarz zeigt nämlich in den Kristallachsen ungleiche Wärmedehnungen und ändert sein Volumen oberhalb von 500°C sprunghaft (Umwandlungspunkt bei $\sim 575^{\circ}\text{C}$).

Bottke [7] erklärt 1931 die Absprengungen dagegen durch Spannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen bei einseitiger Temperaturbeanspruchung des Gesamtquerschnittes sowie infolge unterschiedlicher Dehnungen zwischen Stahleinlagen und Beton.

Die Dissertation von Hasenjäger [8] faßt die damaligen Erfahrungen zusammen. Unter Verwendung von eigenen Versuchsergebnissen gibt er folgende Ursachen für die Entstehung von Abplatzungen an:

1. Schnelle Erhitzung des Betons,
2. Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons durch einseitige Dehnungen,
3. sprunghafte Gefüge- und Volumenänderungen in Zuschlagstoffen sowie
4. Druckwirkung von freiwerdendem Wasserdampf und freiwerdenden Gasen im Zuschlagstoff und Zementstein.

Mit dieser Arbeit wurden erstmals (1935) unter anderem folgende Maßnahmen zur Verhinderung von Betonabplatzungen empfohlen:

1. Verwendung von Beton mit möglichst geringer Wärmeausdehnung,
2. Verwendung von Beton mit guter Wärmeleitfähigkeit bei möglichst großer Dehnbarkeit und Zugfestigkeit sowie
3. Verwendung von Zuschlagstoffen mit möglichst geringer Gefügeänderung und Volumenvergrößerung bei genügender Festigkeit, wobei keine Gase oder Dämpfe bei Erwärmung freiwerden dürfen.

Wie diese Empfehlungen in der Baupraxis verwirklicht werden sollen, so daß keine Abplatzungen auftreten, wurde nicht angegeben.

Die vorstehend kurz beschriebenen Erfahrungen [5 - 8] gerieten durch die Ereignisse des 2. Weltkrieges zum größten Teil wieder in Vergessenheit. Erst Hannemann und Thoms [9] erwähnen 1959 wieder Beton- und Ziegel-Abplatzungen, als sie 12 ausgebrannte, kriegsbeschädigte Häuser in Berlin

hinsichtlich Brandschäden untersuchten. Neben den schon erwähnten Abplatz-Erscheinungsformen wurde festgestellt, daß Decken und Balken insbesondere dann Abplatzungen zeigten, wenn dünne Abmessungen vorlagen oder Unterdecken nach ihrem Einsturz den Feuerangriff auf die Rohkonstruktion freigegeben hatten. Obwohl hier ausführlich über Abplatzungen berichtet wird, wurden die Abplatzungen selbst als nicht so gefährlich herausgestellt, da die Tragfähigkeit der einzelnen Bauteile in den untersuchten Gebäuden mehr oder weniger noch vorhanden war.

Daß "zerstörende Abplatzungen" mit nachfolgendem Bauteileinsturz möglich sind - in der Regel damals aber nur selten auftraten - zeigten unter anderem auch Untersuchungen über das Brandverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonträgern in Holland, England und den USA, [10 - 13].

2.2 Neuere Ergebnisse

Die Ausführung moderner Stahlbeton- und Spannbetonbauten mit feingliedrigen, schlanken Bauteilen, die meist unter Verwendung hochfester Betone und - gegenüber früher - unter Ausnutzung erhöhter, zulässiger Spannungen erstellt werden, sowie die rapide Zunahme von Bränden und Brandkatastrophen in den letzten 10 Jahren [94] haben das Problem der Abplatzungen weiter in den Vordergrund gerückt. Es wurden in zunehmendem Maße alle im vorstehenden Abschnitt 2.1 schon aufgezählten Abplatz-Erscheinungsformen sowie auch häufiger zerstörende Abplatzungen mit plötzlichem Bauteilversagen festgestellt.

Zerstörende Abplatzungen nach 18 bis 21 Minuten Branddauer an Versuchsdecken beschreiben zum Beispiel Kristen und Wierig [14], Kocherscheidt [15] und Bornemann [16] sowie Seekamp und Becker [17]. Weitere Versuchserfahrungen können einer Zusammenstellung des Verfassers entnommen werden [13]. Die wichtigsten Ergebnisse über Abplatzungen an Decken sind in Tafel 1 zusammengestellt. Danach kann gesagt werden, daß in Brandversuchen Abplatzungen in erster Linie immer dann auftraten, wenn der Beton einen hohen Feuchtigkeitsgehalt besaß. Zerstörende Abplatzungen fanden meistens bei Abmessungen < rd. 6 bis 8 cm statt.

Bei natürlichen Bränden wurden zum Teil ungünstigere Erfahrungen gemacht, siehe Tafel 2 [21 - 28] und die dazugehörigen Bilder 1 und 2. Hier wurden Abplatzungen bis zu 25 cm Tiefe sowie auch Bauteilversagen festgestellt.

Tafel 1

Wichtige Versuchserfahrungen über Abplatzungen an Decken und Dächern

Zeile	Literatur	Bauart	Decken- oder Dach-Querschnitt	Dicke d	Feuchtigkeitsgehalt 4)	Beton-Güte	statisches System	Abplatzungs-Art	Bereich	Verlust 1) von Raumabschluss	Tragfähigkeit
-	-	-	cm	cm	Gew. %	-	-	-	-	min	min
1	[13]	Spannbeton-Kassettendecke		3,6	≥ 4	B 600		Oberflächen-Abpl. zerstörende Abpl.	Druckzone	17 2)	- 2)
2	[13] [14]	Spannbeton-Balkendecke		4-5	≥ 4	B 600		Oberflächen-Abpl. zerstörende Abpl.	Druckzone	18	18
3	[13] [17]	Stahlbeton-Rippendecke		5	4,3	B 300		Oberflächen-Abpl. zerstörende Abpl.	Druckzone	21	21
4	[13]	Spannbeton-Faltwerk		6	4,3	B 450		Oberflächen-Abpl. zerstörende Abpl.	Druckzone und Zugzone	26	26
5				7	~ 4					46 2)	- 2)
6	[13]	Stahlbeton-Trägerrost		6,6	4,4	B 450	 4-punkt gelagert	Oberflächen-Abpl.	Druckzone	-	-
7	[13] [16]	Stahlbetonplatten		≥ 6	≥ 3	≥ B 225		Oberflächen-Abpl.	Zugzone	-	-
8	[13]	Stahlbetonplatten mit Verkleidungen		> 7	≥ 3	≥ B 225		Oberflächen-Abpl. 3)	Zugzone	-	-

- 1) infolge von zerstörenden Abplatzungen
- 2) Versuch wurde nach Verlust des Raumabschlusses abgebrochen
- 3) Oberflächen-Abplatzungen traten nur dann auf, wenn die Verkleidung abfiel und der Beton nur wenig erwärmt war
- 4) bei 105°C-Trocknung bei Prüfbeginn

Tafel 2

Wichtige Branderfahrungen über Abplatzungen an Decken und Dächern

Zeile	Literatur	Bauart	Decken- oder Dach-Querschnitt	Dicke d	Feuchtigkeitsgehalt 1)	Beton-Güte	statisches System	Abplatzungs-Art und -Bereich	Tiefe	Verlust der Tragfähigkeit durch zerstörende Abplatzungen
-	-	-	cm	cm	Gew. %	-	-	-	cm	-
1	[21]	Stahlbetonplatten		20	≥ 3	B 300		Oberflächen-Abplatzungen in Druck- und Zugzone, besonders stark an Stellen mit dicht verlegter Bewehrung, s. Bild 1	≤ 8	-
2	-	Stahlbetonplatte mit Kragarm (Vordach)		20	im Gebälde > 3, am Kragarm ≥ 5	B 300		Oberflächen-Abplatzungen, insbesondere in Druckzonen und am Kragarm (Vordach)	≤ 5	-
3	[23]	Spannbetondeckenplatte Betondeckung d. Spannglieder u ≥ 7,5		60-114	≥ 5	B 450		starke Oberflächen-Abplatzungen im Druckbereich, s. Bild 2	≤ 25	Eigengewicht wurde noch getragen
4	[27] [28]	Spannbetonw-Platte		4	≥ 4	B 450		Oberflächen-Abplatzungen und zerstörende Abplatzungen, die zum Verlust des Raumabschlusses im Plattenbereich führten.	≤ 4 = d	Tragfähigkeit der Rippen blieb erhalten
5	-	vorgespannte Schale		5	≥ 4	B 600		Oberflächen-Abplatzungen, zerstörende Abplatzungen	≥ 2,5	Einstruss mehrerer Schalen

1) geschätzt aufgrund vorliegender Erfahrungen



schon erwähnten Abplatzungen und Balken insbesondere vorliegen oder Unterdecken freigegeben sind, ist die Feststellung vorzunehmen, da die

Bild 1
Abplatzungen an Decken nach [21]

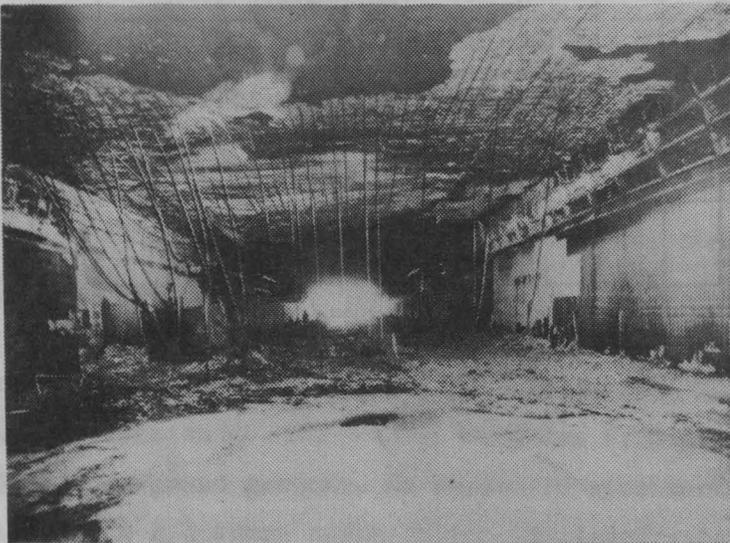


Bild 2
Abplatzungen an Decken nach [23a]

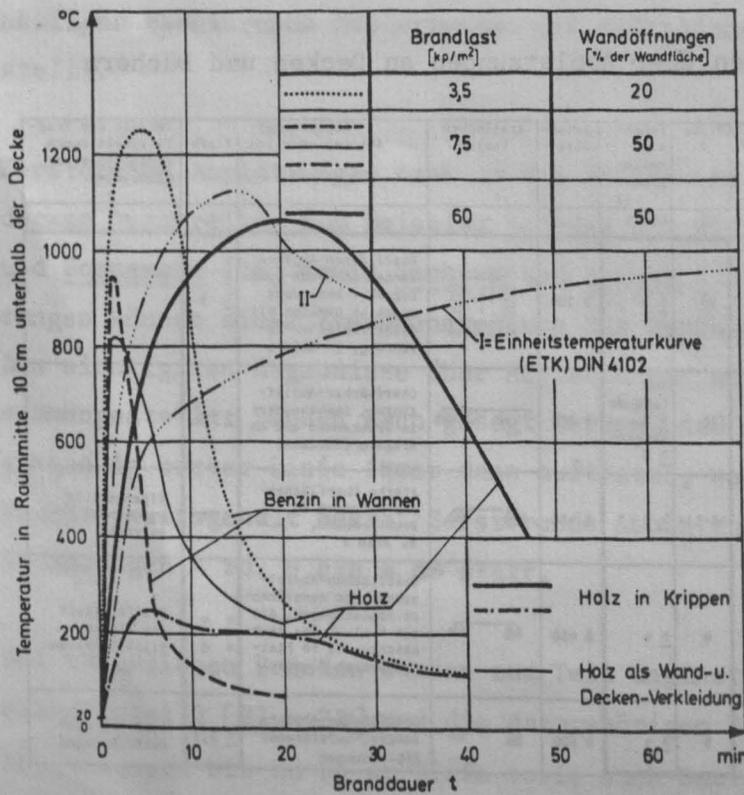


Bild 3
Temperatur-Zeit-Verläufe bei natürlichen Bränden nach [18-20] im Vergleich zur Einheitstemperaturkurve (I = ETK) und einer erhöhten Temperatur-Zeitkurve (II > ETK), wie sie für Prüfungen nach [4] verwendet wurde.

Bei natürlichen Bränden sind im Gegensatz zu Normversuchen unter anderem aber auch folgende zwei Einflußgrößen zu berücksichtigen, die hinsichtlich zerstörender Abplatzungen ungünstiger wirken können:

1. Je nach Art und Umfang von Brandlast und Belüftung können bei natürlichen Bränden höhere Temperaturen auftreten als sie nach der Einheits-temperaturkurve im Versuch nach DIN 4102 vorgeschrieben sind. Der Temperaturanstieg kann dabei unter Umständen $\geq 2,0$ mal so schnell erfolgen, siehe [18 - 20] und Bild 3.

Brände in Industriebetrieben und Lagerhallen mit großen Räumen und Brandlasten bestätigen dies. Schmelzprodukte in ausgebrannten Gebäuden bewiesen, daß Temperaturen $\geq 1200^{\circ}\text{C}$ oft erreicht wurden und Temperaturen bis rd. 1700°C auch in kurzer Zeitdauer ohne weiteres möglich sind, [21 - 25].

2. Der Feuchtigkeitsgehalt des Betons im Bauwerk ist je nach Betondichte (Porenstruktur) und Umweltklima oft größer als bei Versuchskörpern, die normgerecht so lange gelagert werden müssen, bis sie ihre "Ausgleichsfeuchte" erreicht haben. Ein hoher Feuchtigkeitsgehalt führt wegen der größeren erforderlichen Verdampfungsenergie im allgemeinen zu einer größeren Feuerwiderstandsdauer als ein kleinerer Feuchtigkeitsgehalt. Bei dichtem, möglicherweise unter hohen Druckspannungen stehendem Beton kann ein hoher Feuchtigkeitsgehalt aber auch zu unerwünschten Abplatzungen führen. Diese Tatsache ist bisher noch nicht genügend beachtet worden, obwohl entsprechende Hinweise schon in ausländischen Brandschutzvorschriften enthalten sind, siehe [26].

Am häufigsten wurden schwerwiegende Abplatzungen an drei- oder vierseitig beflaminten Balken festgestellt. Besonders ungünstig erwiesen sich dünne Stege von Rippendecken oder vorgespannte T-Pfetten und I-Binder, siehe [10-13, 24, 29-33], Tafel 3 sowie die Bilder 4 - 7.

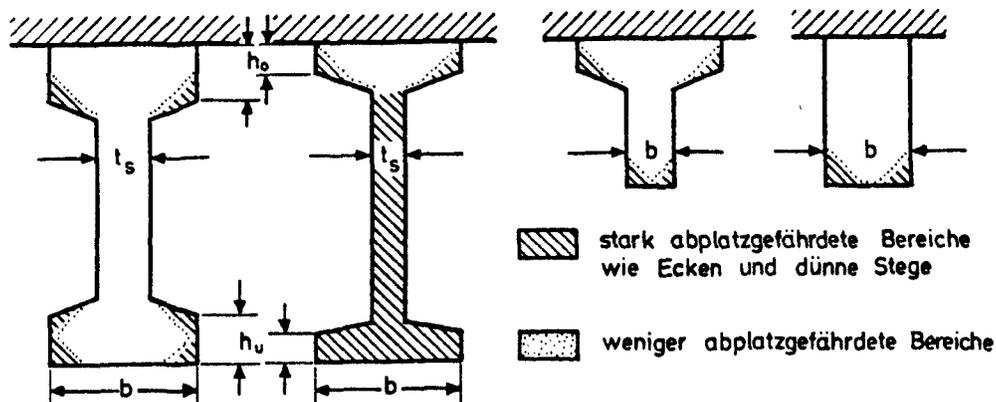


Bild 4 Abplatzgefährdete Bereiche bei Balken

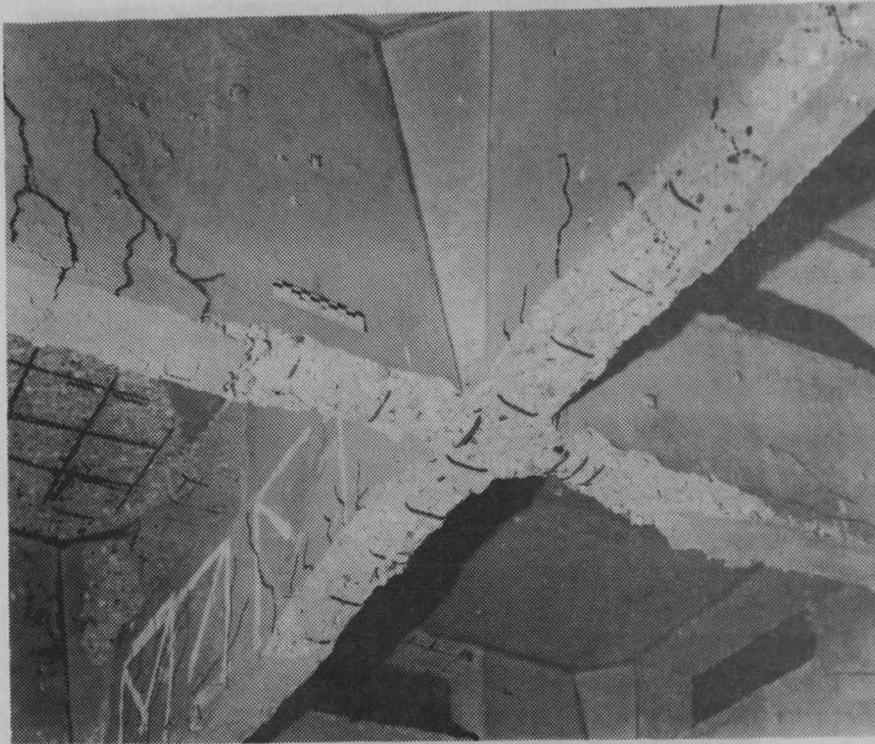


Bild 5

Eck-Abplatzungen und Abplatzungen der Betondeckung der Bügel an den Rippen eines Trägerrostes

Tafel 3 Wichtige Versuchs- und Branderfahrungen über Abplatzungen an Spannbeton-Balken

Zeile	Literatur	Balkenquerschnitt (dreiseitige Beflammung, statisch bestimmte Lagerung)	Profil					Feuchtigkeitsgehalt 2)	Beton-Güte	maximale Stegspannungen in Feldmitte am Auflager		Abplatzungsart	Verlust der Tragfähigkeit durch zerstörende Abplatzungen	
			b	t _S	h _u	h _o	h			σ_o (Druck)	σ_u (Druck)			
Spannungen			cm	cm	cm	cm	cm	Gew. %	-	kp/cm ²	kp/cm ²	-	min	
Versuchserfahrungen	1	[12] [13] [30]		34,3	10,2	8,9	7,6	50,8	~ 3	B 300	~ 70	~ 75	vereinzelt Eck-Abplatzungen	-
	2	[10] [13]		24	8	8	8	40	≥ 3	B 450 B 600	~ 75	~ 72	Eck-Abplatzungen sowie in 4 von 37 Versuchen zerstörende Abplatzungen.	23-39
	3	[13] [31]	Feldmitte: 	20	8	11	8	60	≥ 4	B 600	~ 125	~ 110	Eck- und Oberflächen-Abplatzungen. Zerstörende Steg-Abplatzungen	23
	4	[32] [13]		23	7	6	6	48	2,5	B 450	~ 83	~ 107	Eck-Abplatzungen. Eine Steg-Abplatzung nach 15 min.	-
Branderfahrungen	5a	-1)	Auflager: 	22	8	9	12	95	≥ 4	B 600	~ 78	~ 130	Eck- und Oberflächen-Abplatzungen. Zerstörende Steg-Abplatzungen, s. Bild 6-7	15
	5b			36	8	10	14	150	≥ 4	B 600	~ 86	~ 142		
	6	[24] [33]		20	5	7	7	85	≥ 4	B 600	~ 85	~ 139	Eck- und Oberflächen-Abplatzungen. Zerstörende Steg- und Untergurt-Abplatzungen.	Eigengewicht wurde noch getragen

1) Berichte nur in der Tagespresse: Braunschweiger Zeitung 17.-19.1.1965
2) bei 105°C-Trocknung

Bemerkenswert ist, daß die Abplatzungen an nicht eingestürzten I-Bindern
- siehe Bild 6 bis 7 - in Bereichen hoher Druckspannungen am größten waren:

Bild 6: Stegabplatzungen im Auflagerbereich, $\max \sigma_{\text{Steg}} = - 142 \text{ kp/cm}^2$

Bild 7: Stegabplatzungen im Feldbereich, $\max \sigma_{\text{Steg}} = - 78 \text{ kp/cm}^2$.

In den übrigen Bereichen der erhalten gebliebenen Träger sowie in nicht-
zerstörten Bereichen der abgestürzten Träger konnten nur bedeutungslose
Eck- und Oberflächen-Abplatzungen festgestellt werden.

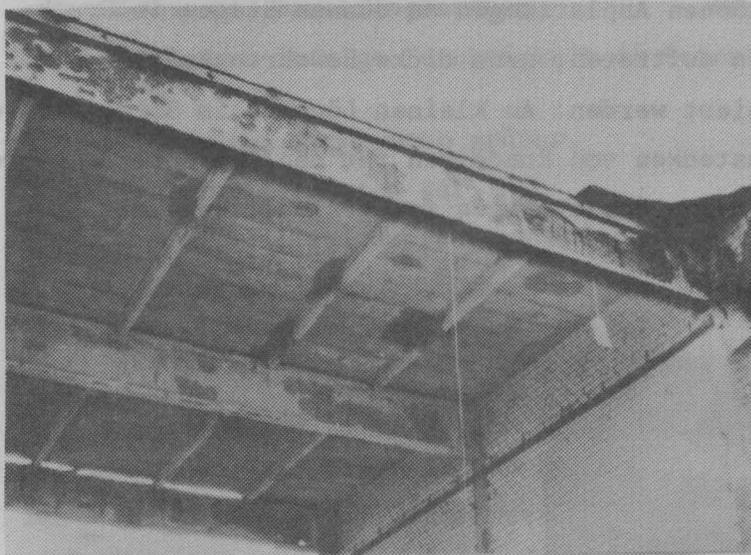


Bild 6

Stegabplatzungen an Spann-
betonträgern nach Tafel 3
Zeile 5 b
(Druckzone im Auflager-
bereich)

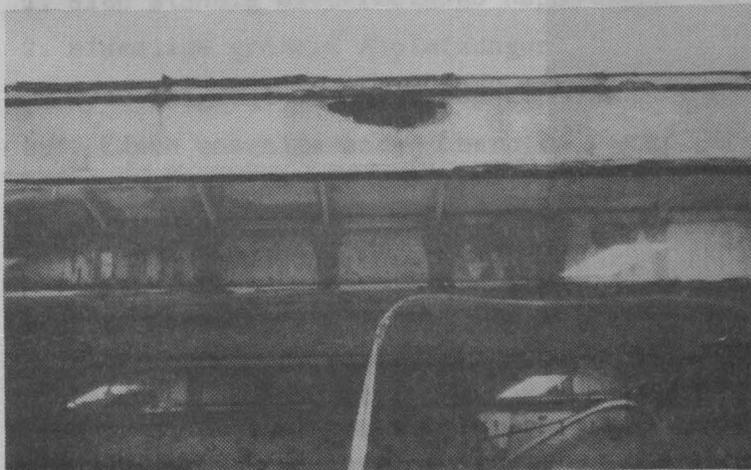


Bild 7

Stegabplatzungen an Spann-
betonträgern nach Tafel 3
Zeile 5 a
(Druckzone in Feldmitte)

Von einigen Autoren - unter anderem von Bernander [29] - wird die Vermu-
tung geäußert, daß Abplatzungen auch durch ständiges Bespritzen mit Lösch-
wasser entstehen können. Bei einem Brand wurde nämlich während der gesam-
ten Branddauer ein Binder von der Feuerwehr absichtlich bespritzt, um eine
möglichst große Wasserverteilung zu erzielen. Der Binder zeigte während
des Bespritzens Eck- und Steg-Abplatzungen. Ein Beweis, daß die Abplatzun-

gen allein auf das Bespritzen zurückzuführen waren, konnte jedoch nicht erbracht werden, da auch andere nicht bespritzte Träger ähnliche Abplatzungen zeigten.

Barends [34] ging der oben geäußerten Vermutung nach und bewies in Löschversuchen nach 30 und 50 Minuten Branddauer an vorgespannten 40 cm hohen Trägern mit I-Querschnitt, daß der Löschwasserangriff keine Vergrößerung der durch die Brandbeanspruchung entstandenen Abplatzungen verursacht.

Wie aus Bild 8 hervorgeht, können Abplatzungen an dünnen Stegen im Druck- oder Zugbereich auch dann auftreten, wenn dicke Bewehrungsstäbe, z.B. als Transporteisen, einbetoniert werden. An kleinen Löchern im Steg, die von einigen Firmen für das Durchstecken von Rundeisen für den Transport angeordnet werden, konnten dagegen keine Abplatzungen festgestellt werden.

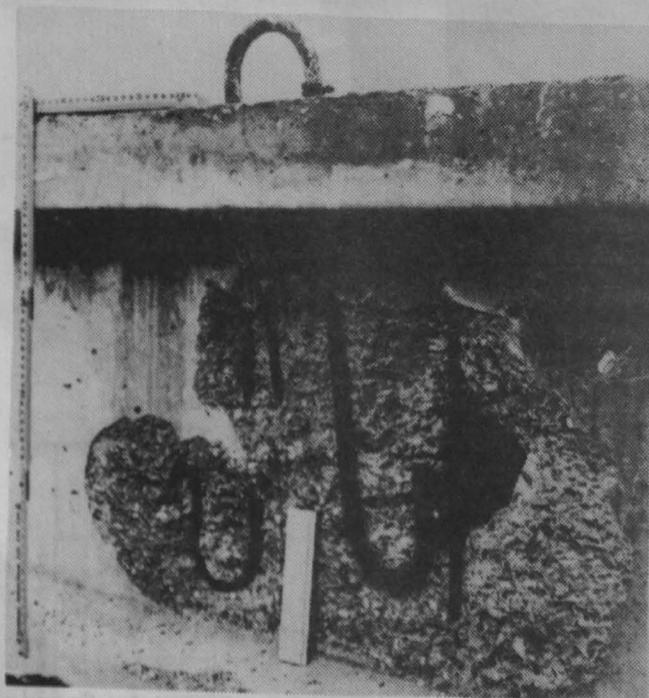


Bild 8

Stegabplatzungen bei Anordnung von Transporteisen

Im Gegensatz zu Decken und Balken wurden an Wänden und Stützen meist nur ungefährliche Abplatzungen registriert, siehe unter anderem [13], [21] und [35 - 41]. Es sind lediglich zwei Fälle bekannt, wo eine 10 und eine 40 cm dicke Wand durch immer wiederkehrende Abplatzungen ihren Raumabschluß verloren, [13 und 35]. Bei Stützen wurde die Feuerwiderstandsdauer durch Abplatzungen in ungünstigen Fällen bis zu rd. 35 Minuten verringert; nur in einem Fall konnte bei Stützen mit 15 cm x 15 cm Querschnitt nach 15 und 26 Minuten Bauteilversagen infolge von Abplatzungen festgestellt werden, [38].

Faßt man die wichtigsten vorstehend beschriebenen Versuchserfahrungen zusammen, so ergeben sich bei allen Erscheinungsformen von Abplatzungen im wesentlichen folgende Entstehungs-Ursachen, die im weiteren näher zu untersuchen sind:

1. Abplatzungen infolge des mineralogischen Aufbaues von Zuschlagstoffen
2. Abplatzungen infolge Temperaturspannungen
 - a) Eigenspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen bei ungleichmäßiger Temperaturverteilung über einen Querschnitt
 - b) Zwängungsspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen zwischen Beton und Bewehrungsstäben
3. Abplatzungen infolge Feuchtigkeit im Beton.

Die Abplatzungen waren umso größer,

1. je feuchter der Beton war,
2. je höhere Druckspannungen zum Beispiel aus äußerer Last, Vorspannung oder Zwängung vorlagen und
3. je dichter die Bewehrung verlegt war.

Die meist zwischen rd. 5 und 25 Minuten auftretenden explosionsartigen Abplatzungen wirkten bei allen in Bild 3 dargestellten Temperatur-Zeit-Verläufen > der Einheitstemperaturkurve häufig zerstörend, wenn dünne Querschnittsabmessungen vorlagen. Bauteilversagen trat dabei durch

1. sich ständig wiederholende Abplatzungen oder
2. einmalige größere Abplatzungen mit plötzlichem, sofortigen Verlust von Tragfähigkeit und/oder Raumabschluß

auf. Einen abschließenden Überblick über bekannt gewordene zerstörende Abplatzungen gibt Tafel 4.

Tafel 4 Bauteilversagen durch zerstörende Abplatzungen

Bauteil	festgestellte Abplatztiefen	Bauteilversagen durch	
		sich ständig wiederholende Abplatzungen	einmalige Abplatzung
Decken	bis 25 cm	$d \sim \underline{\leq} 8 \text{ cm}$	$d \sim \underline{\leq} 5 \text{ cm}$
Wände	bis 40 cm	$b \sim \underline{\leq} 10 \text{ cm}$	-
Balken	bis 8 cm	$b \text{ bzw. } t_s \sim \underline{\leq} 8 \text{ cm}$	$b \text{ bzw. } t_s \sim \underline{\leq} 8 \text{ cm}$
Stützen	bis 8 cm	$b \text{ bzw. } d \sim \underline{\leq} 15 \text{ cm}$	-

3. Ursachen von Abplatzungen

3.1. Abplatzungen infolge des mineralogischen Aufbaues von Zuschlagstoffen

Durch eigene Versuche - siehe unter anderem [4] - konnte gezeigt werden, daß

1. Abplatzungen aufgrund des mineralogischen Aufbaues von Zuschlagstoffen möglich sind und
2. solche "Zuschlagstoff-Abplatzungen" bei Verwendung üblicher Zuschlagstoffe nur an der beflamten Bauteiloberfläche auftreten, nach bestimmter Zeit aufhören und in keinen bekannten Fällen zum Bauteilversagen geführt haben.

Die von mehreren Forschern früher geäußerten Meinungen, Abplatzungen beruhen auf der Umwandlung von Tiefquarz in Hochquarz bei rd. 575°C, haben sich nicht als richtig erwiesen. Ebenso konnten die in der Literatur vielfach anzutreffenden Behauptungen, quarzhaltige Zuschlagstoffe neigen mehr zum Abplatzen als kalkhaltige Zuschläge, nicht bestätigt werden.

Wenn Zuschlagstoff-Abplatzungen auftraten, so lag die Ursache stets im mineralogischen Aufbau einzelner Zuschlagstoffkörner. Tafel 5 gibt die bekanntesten Zuschlagstoffarten an, bei denen gemäß Bild 9 und 10 Abplatzungen an der Betonoberfläche festgestellt wurden. Spalte 2 dieser Tafel enthält die chemische Zusammensetzung der in Frage stehenden Zuschläge; aus Spalte 3 sind die Ursachen der Abplatzungen ersichtlich; Spalte 4 enthält die Temperaturbereiche, bei denen Abplatzungen auftreten.

Die Ursachen für Abplatzungen sind meistens durch Umwandlung plötzlich freiwerdendes Wasser, seltener freiwerdende Gase wie CO₂ oder SO₂. Wie in eigenen Versuchen gezeigt werden konnte, zerplatzen nur dichte Zuschlagstoffkörner, wo sich ein Dampf- oder Gasdruck aufbauen kann [42 - 43]; poröse Zuschläge zeigen trotz der Anwesenheit von Wasser keine Abplatzungen.

Die Kräfte, die bei Volumenvergrößerungen, Umwandlungen und Dampf- oder Gasdruckbildung auftreten, führen in allen Fällen - auch dann, wenn keine Abplatzungen stattfinden - zu Gefügelockerungen. Diese physikalischen und chemischen Veränderungen werden in der englischsprachigen Literatur mit "splitting" bezeichnet - siehe zum Beispiel [46]. Hier handelt es sich nicht um explosionsartiges Abplatzen, wobei von den Zuschlagstoffen ausgehend größere Betonteile abgesprengt werden, sondern vielmehr um ein nicht explosionsartiges Zersplittern und Zermürben der Zuschlagstoffe und des Zementsteins.

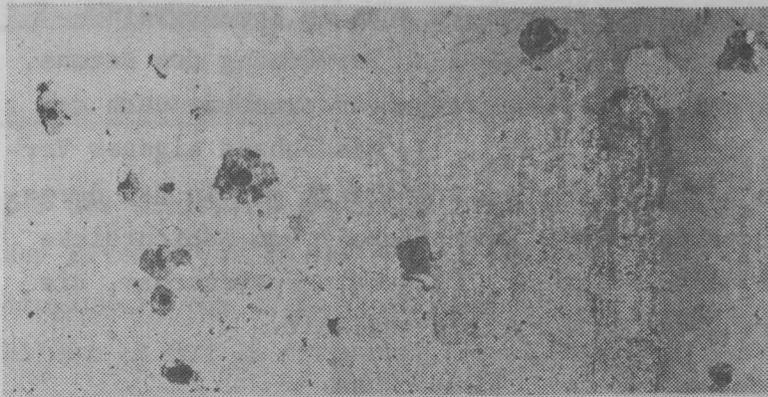


Bild 9

Zuschlagstoff-Abplatzungen bei Sandsteinen spezieller Zusammensetzung



Bild 10

Zuschlagstoff-Abplatzungen bei Feuersteinen

T a f e l 5

Beispiele für Zuschlagstoffe, die bei Temperaturbeanspruchung zerplatzen

	1	2	3	4
	Zuschlagstoff-Art	Chemische Zusammensetzung	Ursachen für Abplatzungen	Temperaturbereich bei Abplatzungen °C
1	Sandsteine spezieller Zusammensetzung	SiO ₂ mit Einschlüssen von Fe OOH	H ₂ O	260 - 350
2	Sandsteine spezieller Zusammensetzung	SiO ₂ mit Einschlüssen von Fe ₂ O ₃ , Cu.CaCO ₃	CO, CO ₂	≥ 900
3	Feuersteine, siehe auch [44]	SiO ₂ mit opalartig gebundenem Wasser, C und CaCO ₃	H ₂ O CO, CO ₂	> 150 ≥ 900
4	verwitterte Feldspäte	Al ₄ OH ₈ Si ₄ O ₁₀ (Kaolinit)	H ₂ O	390 - 450
5	verwitterte Gneise	u.a. Al ₄ OH ₈ Si ₄ O ₁₀ (Kaolinit)	H ₂ O Schichtung	390 - 450
6	Baryt, siehe auch [45]	BaSO ₄	SO ₂	≥ 1100

Die Gefügelockerungen in den Zuschlagstoffen sowie auch im Zementstein - siehe unter anderem [6] und [44 - 51] - ergeben eine Zermürbung des Betons. Anhaltswerte für die Zermürbungstiefe bei Temperaturbeanspruchung nach der Einheitstemperaturkurve geben die Kurven in Bild 11, die anhand eigener Versuche und Versuchsauswertungen gefunden wurden. Projiziert man in den dargestellten Streubereich die Betontemperatur in Abhängigkeit von Schichtdicke und Branddauer, so ergibt sich die dargestellte Temperaturkurvenschar, die affin zum Streubereich der zermürbten Schichtdicke verläuft.

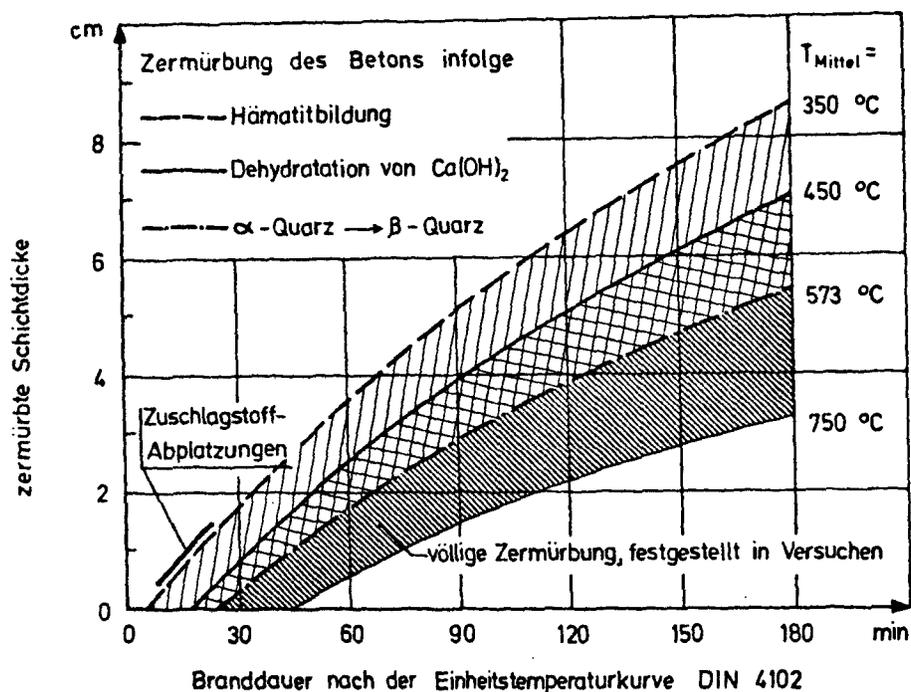


Bild 11 Zermürbung des Betons bei einseitiger Temperaturbeanspruchung nach DIN 4102 an Platten (Decken) oder Scheiben (Wänden) bei Verwendung von Normalbeton mit überwiegend quarzitischen Zuschlagstoffen

Das Diagramm zeigt zum Beispiel, wie tief brandbeanspruchter Beton durch Torkretierung oder ähnliche Maßnahmen bei der Sanierung von geschädigten Bauteilen ersetzt werden muß. Andererseits kann die ungefähre Branddauer nach DIN 4102 ermittelt werden, wenn man die zermürbte Tiefe an brandgeschädigten Platten oder Wänden feststellt.

Der Schnittpunkt der 350 °C -Isotherme mit der "Tiefenzone" 0,5 bis 1,5 cm zeigt ferner den Bereich von Zuschlagstoff-Abplatzungen, hervorgerufen durch Limonit-Umwandlungen. Der Abplatzbereich liegt zeitlich zwischen rd. 10 und 20 Minuten. Diese Zeiten stimmen mit den in Versuchen gefundenen Werten gut überein, siehe [4].

3.2. Abplatzungen infolge von Temperaturspannungen

3.2.1. Allgemeines

Bei der Erhitzung zweiseitig nach der Einheitstemperaturkurve (I) beflam-
mter Betonkörper Bn 450 mit überwiegend quarzhaltigen Zuschlägen ist in Ab-
hängigkeit von Körperdicke und mittlerem Feuchtigkeitsgehalt gemäß der
Bilder 12 und 13 folgendes festzustellen:

1. Es ergeben sich in allen dargestellten Fällen Temperaturverläufe im Be-
tonquerschnitt $T(x)$, die quadratischen Parabeln entsprechen.
2. Die Erwärmung der gezeigten Querschnitte erfolgt umso schneller, je
kleiner der mittlere Feuchtigkeitsgehalt f wird.
3. Die Temperaturunterschiede zwischen Rand und Mitte ($T_R - T_m$) werden
größer, je kleiner der mittlere Feuchtigkeitsgehalt f wird.
4. Bei sehr schneller Erwärmung treten trotz relativ großer Temperaturunter-
schiede zwischen Rand und Mitte ($T_R - T_m$) bei einem mittleren Feuchtig-
keitsgehalt $f \sim 0,5$ Gew.-% keine Abplatzungen auf.
5. Abplatzungen treten dagegen - wie dargestellt - bei $f \geq \sim 2$ Gew.-% auf,
und zwar dann, wenn die Temperaturen in der Mitte etwa $90^\circ\text{C} \leq T_m \leq 200^\circ\text{C}$
betragen. In der Regel liegen die Temperaturen T_m beim Abplatzen zwischen
100 und 150°C . Dies deutet auf den Einfluß des verdampfenden Wassers hin,
der in Abschnitt 3.3. behandelt wird.
6. Die Erwärmung der gezeigten Querschnitte erfolgt umso langsamer, je
größer die Körperdicke b (Breite) wird.
7. Entsprechend der langsameren Erwärmung treten Abplatzungen bei dicken
Querschnitten zeitlich später als bei dünnen Querschnitten oder gar nicht
auf.
8. Der Temperaturunterschied $T_R - T_m$ ist bei dicken Körpern größer als bei
dünnen, sofern Bereiche mit $T_m > \text{etwa } 200^\circ\text{C}$ betrachtet werden. Bei Be-
reichen mit $T_m < \text{etwa } 200^\circ\text{C}$ werden die Unterschiede in den Temperaturgra-
dienten kleiner oder je nach Feuchtigkeitsgehalt sogar aufgehoben.

Bei anderen Betonkörpern mit anderen Festigkeitsklassen oder anderen Zu-
schlägen ergeben sich gleiche Gesetzmäßigkeiten; aufgrund von Unterschieden
in den Stoffwerten können die Temperaturen T_R und T_m jedoch geringfügig an-
ders sein. Entsprechendes gilt für einseitig beflamnte Körper, wobei man

hier in erster Näherung Temperaturverläufe, wie in den Bildern 12 - 13 dargestellt, annehmen kann, wenn man die Temperaturverläufe nur bis zur Symmetrieachse betrachtet.

Die vorstehenden Aussagen gelten auch für höhere Temperatur-Zeit-Beanspruchungen gemäß Bild 3, zum Beispiel für die Beanspruchung II. Bei solchen Temperatur-Zeit-Verläufen erfolgt die Erwärmung insgesamt schneller, die Temperaturgradienten vergleichbarer Körper sind bei II größer als bei I; Abplatzungen treten bei II zeitlich früher auf als bei I.

Infolge der ungleichmäßigen, hier parabelförmigen Erwärmung ergeben sich Temperaturspannungen: am heißen Rand Druckspannungen, in Körpermitte (zweiseitige Beflammung) bzw. am kalten Rand (einseitige Beflammung) Zugspannungen. Diese Eigenspannungen überlagert mit anderen Spannungen - zum Beispiel aus Vorspannung oder äußerer Last - können nach der Auffassung verschiedener Forscher zu Abplatzungen führen.

Saito [52] vertritt die Meinung, daß Abplatzungen **a l l e i n** durch Überschreiten der Druckfestigkeit am heißen Rand erzeugt werden.

Ehm [2] vertritt dieselbe Auffassung, wobei zusätzlich noch Temperaturspannungen an der Oberfläche von Bewehrungsstäben als Ursache aufgeführt werden. Infolge ungleichmäßiger Erwärmung und Dehnung entstehen in einem Bewehrungsstab Druckkräfte, die den Beton an der Oberfläche des Bewehrungsstabes auf der heißen Seite auf Zug beanspruchen und so sprengend wirken.

Rickenstorff [53] sieht die Abplatzungen im Zusammenhang mit Ribbildung und Stabilitätsversagen. Abplatzungen sind nach seiner Auffassung eine spezielle Form der Ribbildung, wobei vorrangig Zwängungs- und Temperaturspannungen zu Flächen- und Schalenrissen führen. Bei der Bildung von Flächenrissen sind Wasserdampfspannungen "nicht wirksam oder können vernachlässigt werden". Bei Flächentrennrissen, die sich von Flächenrissen durch eine andere Ribdynamik unterscheiden, wird dagegen das Mitwirken von Wasserdampfspannungen nicht ausgeschlossen. Abplatzungen bzw. Ribflächenbildung werden auf das Überschreiten der Betonzugfestigkeit zurückgeführt, wobei Unstetigkeitsstellen wie Löcher, Lunker, Risse (zum Beispiel Schwindrisse) und Bereiche geminderter Betonverdichtung einen besonderen Einfluß ausüben.

Wie die Theorien der hier vertretungsweise auch für andere Forscher genannten Autoren und die Gegenüberstellungen in Tafel 6 zeigen, sind die Auffas-

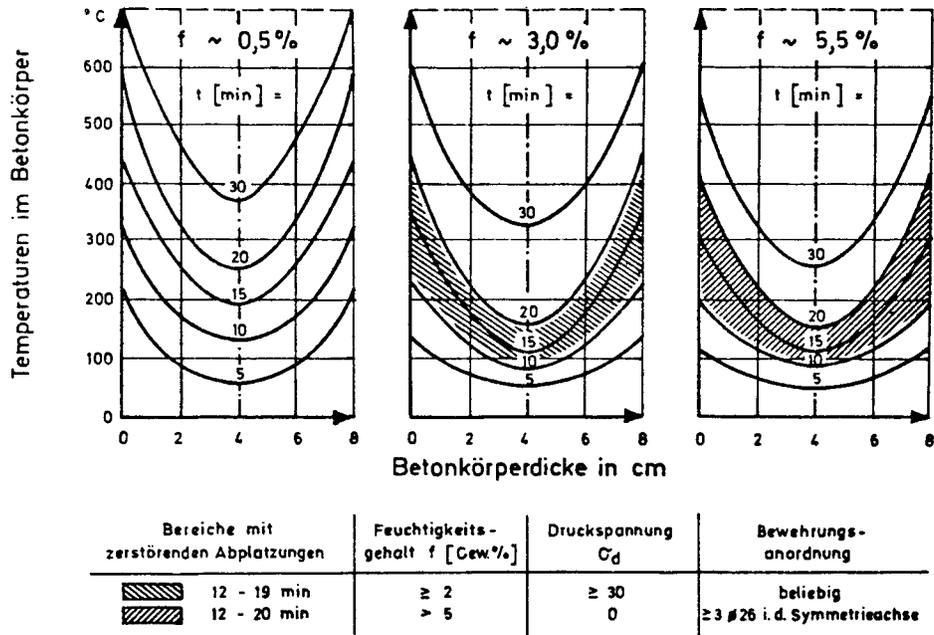


Bild 12 Temperaturen in zweiseitig erhitzten, 8 cm dicken Betonkörpern in Abhängigkeit von Betondeckung u , Branddauer t und mittlerem Feuchtigkeitsgehalt f bei Temperaturbeanspruchung I (= ETK)

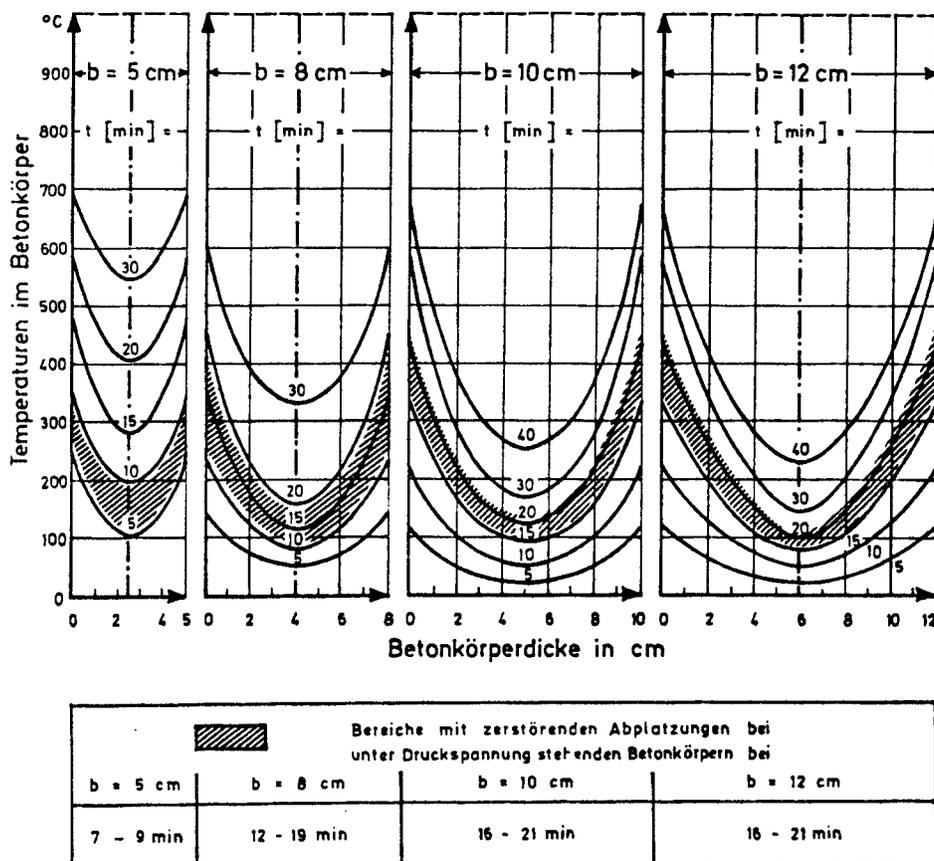


Bild 13 Temperaturen in zweiseitig erhitzten, 5 bis 12 cm dicken Betonkörpern in Abhängigkeit von Betondeckung u und Branddauer t bei einem mittleren Feuchtigkeitsgehalt $f \sim 3,0$ Gew.-% und Temperaturbeanspruchung I (= ETK)

sungen sehr unterschiedlich. Sie sollen daher im folgenden überprüft werden.

Tafel 6 Abplatzungen infolge Temperaturspannungen

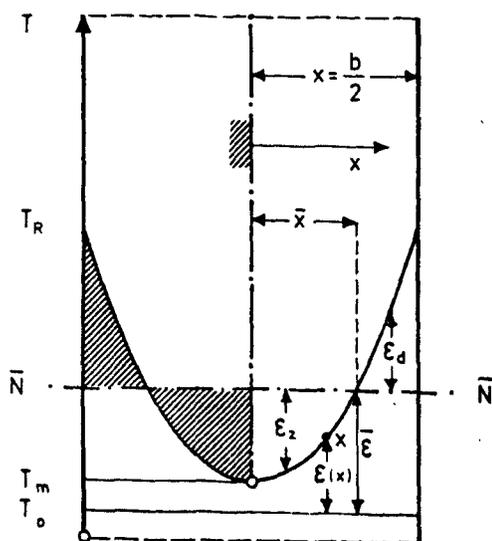
Forscher Literaturquelle	Überschreiten der Beton-	
	Druckfestigkeit infolge	Zugfestigkeit infolge
Saito [52]	Temperaturspannungen am heißen Rand	-
Ehm [2]	Temperaturspannungen am heißen Rand	Temperaturspannungen an der Oberfläche von Bewehrungsstäben
Rickenstorff [53]	-	Temperaturspannungen und Ribflächenbildung

3.2.2. Abplatzungen infolge von Eigenspannungen

3.2.2.1. Eigenspannungen im ungerissenen Zustand

Für die folgenden Berechnungen wird die Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes vorausgesetzt. Gemäß den Bezeichnungen von Bild 14 können die in Frage stehenden Spannungen berechnet werden,

wenn die Lage der Null-Linie bekannt ist. $\bar{\epsilon}$ ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Kräfte zu



$$\bar{\epsilon} = \frac{\int_0^{b/2} \epsilon(x) \cdot E(x) dx}{\int_0^{b/2} E(x) dx} \quad (1)$$

Bild 14

Temperaturen und Dehnungen in zweiseitig erhitzten Betonkörpern im ungerissenen Zustand

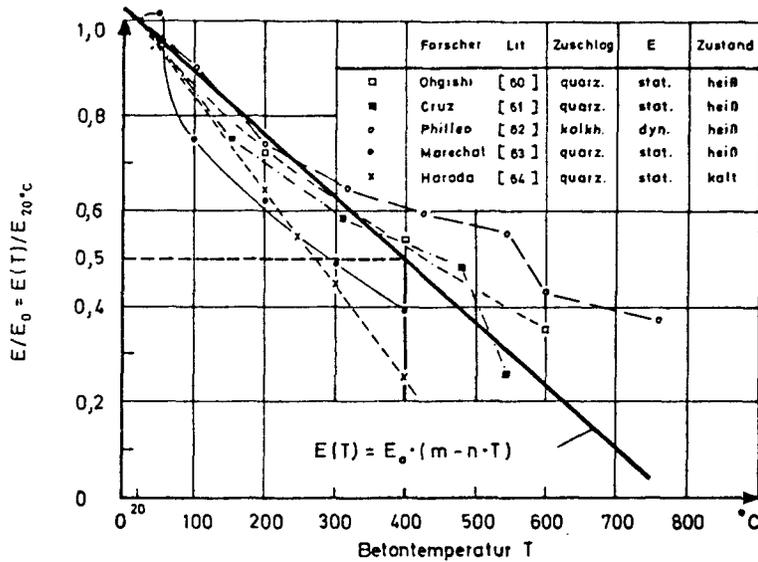


Bild 15

E-Modul E/E_{20} von Beton ($0,60 < W/Z^0 < 0,65$) in Abhängigkeit von der Temperatur

Wählt man gemäß Bild 15 - siehe auch [93] - einen gegenüber den Versuchserfahrungen [60 - 64] vereinfachten temperaturabhängigen E-Modul

$$E(T) = E_0 \cdot (m - nT) , \quad (2)$$

führt T ortsabhängig als

$$T(x) = T_m + (T_R - T_m) \cdot \frac{x^2}{(b/2)^2} \quad (3)$$

d.h. als parabelförmige Temperaturverteilung ein und wählt schließlich die Dehnung $\epsilon(x)$ bei konstanter Beton-Wärmedehnzahl - was für Temperaturbereiche $T < 600$ in erster Näherung gemacht werden darf - zu

$$\epsilon(x) = \alpha_B \cdot (T(x) - T_0) , \quad (4)$$

dann erhält man nach Integration der Gleichung (1)

$$\bar{\epsilon} = \alpha_B (T_m - T_0) + \alpha_B \frac{T_R - T_m}{3} \cdot \frac{1 - \frac{n}{m} \cdot \left[T_m + (T_R - T_m) \frac{3}{5} \right]}{1 - \frac{n}{m} \cdot \left[T_m + (T_R - T_m) \frac{1}{3} \right]} . \quad (5)$$

Gemäß Bild 14 erhält man über

$$\max \epsilon_z = \bar{\epsilon} - \alpha_B (T_m - T_0) \quad (6)$$

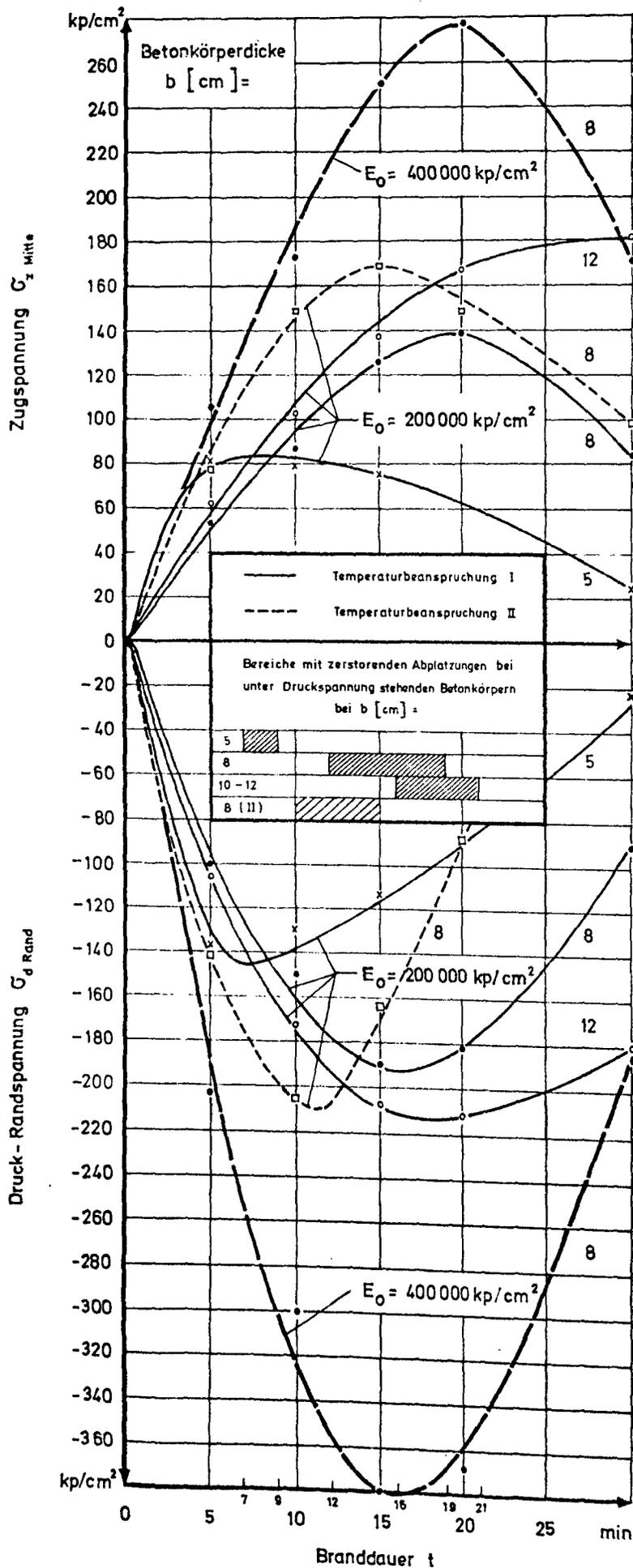


Bild 16

Zug- und Druckspannungen im ungerissenen Zustand bei zweiseitig erhitzen, 5 bis 12 cm dicken Betankörpern in Abhängigkeit von Branddauer, Temperaturbeanspruchung und Ausgangs-Elastizitätsmodul E_0 .

und
$$\max \epsilon_d = \alpha_B (T_R - T_O) - \bar{\epsilon} \quad (7)$$

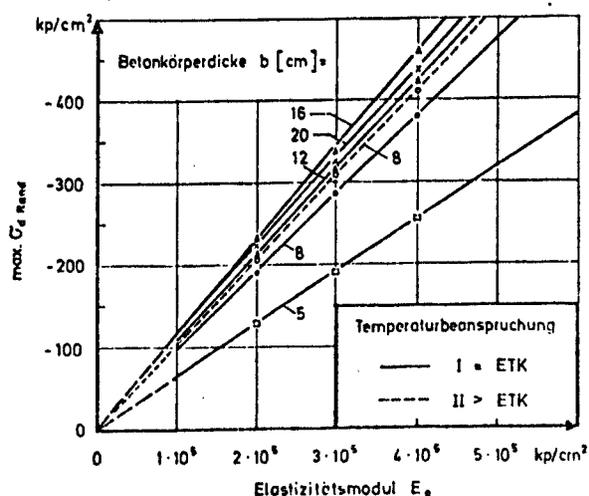
die maximalen Rand-Druckspannungen und maximalen Zugspannungen in Körpermitte zu

$$\boxed{\max \sigma_{z_m} = \max \epsilon_z \cdot E_m} \quad (8) \quad \text{und} \quad \boxed{\max \sigma_{d_R} = \max \epsilon_d \cdot E_R} \quad (9).$$

Wählt man gemäß [65 - 66] für die folgenden Beispiele $E_o = 200000$ und 400000 kp/cm^2 , so ergeben sich in Abhängigkeit von Branddauer, Betonkörperdicke und Temperaturbeanspruchung die in Bild 16 dargestellten Zug- und Druckspannungen in Körpermitte und am heißen Rand. Bild 16 enthält außerdem Angaben über die Zeitbereiche, in denen nach [4] zerstörende Abplatzungen registriert wurden.

Die Kurven zeigen jeweils ein ausgeprägtes Maximum bei den Zug- und Druckspannungen, wobei das Zugmaximum wegen des temperaturabhängigen Einflusses $E(x)$ zeitlich etwas später auftritt als das Druckmaximum. Die theoretisch ermittelten Zugspannungen steigen - ähnlich wie die Druckspannungen - sehr schnell an und überschreiten bereits frühzeitig die Zugfestigkeit des Betons. Die Druckspannungen erreichen im ungerissenen Zustand bei 8 bis 12 cm Körperdicke bei Rechnung mit $E_o = 200\ 000 \text{ kp/cm}^2$ theoretisch die Größenordnung von 190 bis 220 kp/cm^2 , bei $E_o = 400\ 000 \text{ kp/cm}^2$ und $b = 8 \text{ cm}$ 380 kp/cm^2 .

Es muß festgestellt werden, daß die Druck-Maxima jeweils zum gleichen Zeitpunkt auftreten wie zum Beispiel die in [4] registrierten Abplatzungen. Diese Tatsache war sicherlich Anlaß, daß unter anderem Ehm [2] und Saito [52] die Auffassung vertreten, daß die Temperaturdruckspannungen die Ursache für Abplatzungen sind. Daß Abplatzungen bei einem mittleren Feuchtigkeitsgehalt $f \geq 2 \text{ Gew.-%}$ - dagegen aber nie bei $f \leq 0,5 \text{ Gew.-%}$ auftreten, wurde von den oben genannten Forschern nicht beachtet.



Wertet man Gleichung (9) weiter aus, so ergeben sich am heißen Körper- rand in Abhängigkeit vom Ausgangs- elastizitätsmodul E_o und von der Körperdicke b die in Bild 17 darge- stellten maximalen Beton-Druck- spannungen.

Bild 17

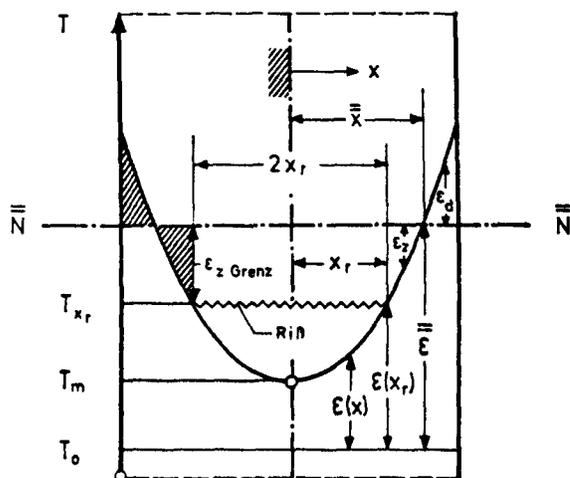
$\max \sigma_{dRand}$ im ungerissenen Zustand bei zweiseitig erhitzten Beton- körpern ($f \sim 3,0 \text{ Gew.-%}$) in Abhän- gigkeit von b , T und E_o

3.2.2.2. Eigenspannungen im gerissenen Zustand

Im folgenden wird untersucht, wann und in welcher Größe Risse im Beton bei ungleichmäßiger Temperaturbeanspruchung entstehen und wie groß danach die Eigenspannungen sind. Da die Entstehung von Rissen von der Höhe einer eventuell schon vorhandenen Spannung, zum Beispiel infolge Vorspannung oder äußerer Last, abhängig ist, wird im folgenden unterschieden, ob es sich um belasteten oder unbelasteten Beton handelt.

Spannungen und Risse beim unbelasteten Beton:

Es wird angenommen, daß sich in zweiseitig erhitzten Körpern zu einem bestimmten Zeitpunkt gemäß Bild 18 ein Riß von der Länge $2x_r$ im Zugbereich - d.h. in Körpermitte - bildet. Bei einseitig erhitzten Körpern mit der Dicke $b/2$ bildet sich dementsprechend ein Riß der Länge x_r .



Ist das Gleichgewicht der Kräfte hergestellt, dann ergibt sich ähnlich Gleichung (1)

$$\bar{\epsilon} = \frac{\int_{x_r}^{b/2} \epsilon(x) E(x) dx}{\int_{x_r}^{b/2} E(x) dx} \quad (10).$$

Bild 18 Temperaturen und Dehnungen in zweiseitig erhitzten Betonkörpern im gerissenen Zustand

Vollzieht man dieselben Rechenschritte wie bei den Gleichungen (2) - (4) und integriert an den Grenzen $x = x_r$ und $x = b/2$, so erhält man ähnlich Gleichung (5) für $\bar{\epsilon}$

$$\bar{\epsilon} = \alpha_B (T_m - T_0) + \alpha_B (T_R - T_m) \cdot \frac{\frac{R^3 - x_r^3}{3R^2} - \frac{n}{m} \left[T_m \frac{R^3 - x_r^3}{3R^2} + (T_R - T_m) \frac{R^5 - x_r^5}{5R^4} \right]}{(R - x_r) - \frac{n}{m} \left[T_m (R - x_r) + (T_R - T_m) \frac{R^3 - x_r^3}{3R^2} \right]} \quad (11),$$

wobei der Einfachheit halber $R = b/2$ gesetzt wurde.

Wählt man für die Berechnung von $\bar{\epsilon}$ $n = 0$ und setzt gemäß Bild 18 und Gleichung (4)

$$\bar{\epsilon} = \epsilon_{zGrenz} + \epsilon(x_r) = \epsilon_{zGrenz} + \alpha_B(T(x_r) - T_0) \text{ sowie (12)}$$

$$\epsilon_{zGrenz} = \frac{\beta_z}{E(x_r)}, \quad (13)$$

dann ergibt sich mit $T(x_r)$ nach Gleichung (3)

$$x_r = \frac{b}{2} \cdot \left[0,25 \pm \sqrt{0,25^2 + 0,50 - \frac{3\beta_z}{2 E(x_r) \alpha_B (T_R - T_m)}} \right] \quad (14).$$

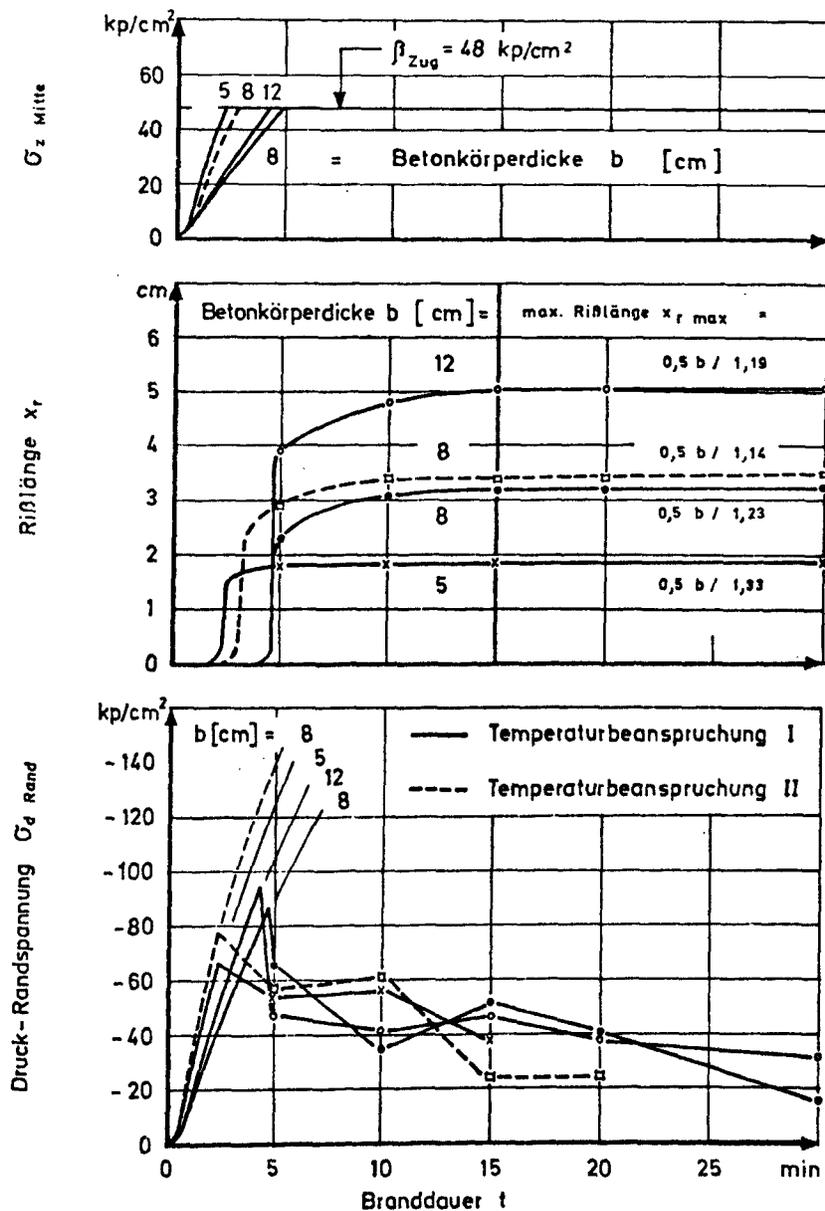


Bild 19

Rißlängen x_r sowie Zug- und Druckspannungen im gerissenen Zustand bei zwei-seitig erhitzten, 5 bis 12 cm dicken, unbelasteten Betonkörpern ($f \sim 3,0 \text{ Gew-\%}$) in Abhängigkeit von Branddauer und Temperaturbeanspruchung

Wertet man Gleichung (14) für einen Beton mit zum Beispiel $\beta_z = 48 \text{ kp/cm}^2$ aus, dann ergeben sich die in Bild 19 wiedergegebenen Verhältnisse.

Das obere Diagramm zeigt die in Körpermitte auftretenden Zugspannungen $\sigma_{z\text{Mitte}}$. Sie steigen, wie in Bild 16 schon gezeigt, sehr schnell an und erreichen bereits zwischen 2 und 5 Minuten Branddauer den Wert β_z . Wenn $\sigma_{z\text{Mitte}} > \beta_z$ wird, reißt der Beton. Der entstehende Riß wächst schnell an und besitzt die Rißlänge $2x_r$ bzw. x_r , siehe mittleres Diagramm in Bild 19. Die maximale Rißlänge, die theoretisch in Abhängigkeit von der Körperdicke b bereits nach 5 bis 15 Minuten Branddauer erreicht wird, beträgt etwa $0,5 b/1,33 \leq \max x_r \leq 0,5 b/1,19$ für $5 \leq b \leq 12 \text{ cm}$. Die entstehenden Risse erfassen also fast die gesamte Körperdicke. Diese theoretisch ermittelten Werte stimmen gut mit den in der Praxis bei Versuchen und wirklichen Bränden gefundenen Werten überein, siehe Bild 20: Die horizontal liegenden Be-

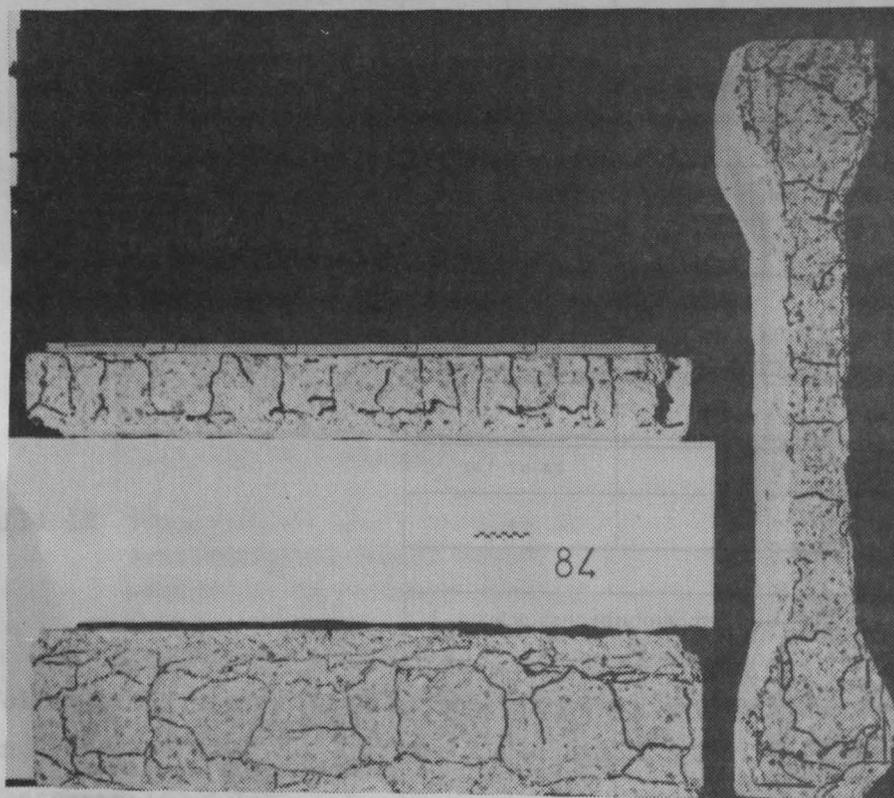


Bild 20
Risse in
I-Querschnitten

tonkörper zeigen horizontale Schnittebenen in Längsachse des gebrannten Profils; die vielen Querrisse verlaufen hier also parallel zur rechts im Bild gezeigten Schnittebene des I-Querschnittes - die Längsrisse verlaufen parallel zur (Längs-)Oberfläche des Binderprofils. Die Risse bzw. Rißflächen entstehen also in allen drei Hauptrichtungen x , y und z . An den Rißenden herrscht gemäß Bild 18 theoretisch jeweils $\sigma_z = \beta_z$.

Zur Berechnung der am heißen Rand herrschenden Druckspannungen im gerissenen Zustand wird entsprechend Bild 18 $\max \epsilon_d$ ermittelt:

$$\begin{aligned} \max \epsilon_d &= \epsilon_R - \bar{\epsilon} = \epsilon_R - \epsilon_{z\text{Grenz}} - \epsilon(x_r) \\ &= \alpha_B(T_R - T_0) - \frac{\beta_z}{E(x_r)} - \alpha_B(T_{x_r} - T_0) \end{aligned} \quad (15)$$

Daraus ergibt sich entsprechend Gleichung (9) das dazugehörige $\max \sigma_{dR}$.

Die rechnerische Auswertung ist aus dem unteren Diagramm von Bild 19 ersichtlich. Die Druckrandspannungen erreichen in diesem Beispiel Werte von maximal rd. 60 bis 100 kp/cm^2 ; danach fallen sie entsprechend Ribblängenvergrößerung und Abnahme des E-Moduls relativ schnell ab. Die Druckrandspannungen im gerissenen Zustand sind damit erheblich kleiner als die theoretischen Druckrandspannungen im ungerissenen Zustand und somit bedeutungsloser.

Spannungen und Risse beim belasteten Beton:

Steht ein Betonkörper im Gegensatz zu den vorstehenden Ausführungen unter Spannungen zum Beispiel aus äußerer Last, so sind diese Spannungen den berechneten Temperaturspannungen zu überlagern. Äußere Zugspannungen beschleunigen den Ablauf der Ribbildung - äußere Druckspannungen verzögern ihn. Äußere Druckspannungen führen außerdem zu einer Erhöhung von $\sigma_{d\text{Rand}}$.

Für die Berechnung der Ribbildung gelten hier grundsätzlich die abgeleiteten Gleichungen. Anstelle von β_z muß in Gleichung (14) jedoch

$$\sigma_z = \beta_z + \sigma_m \quad (16)$$

gesetzt werden, wenn die in Körpermitte herrschende Druckspannung $\sigma_{dm} = \sigma_m$ infolge äußerer Last, Vorspannung oder Zwängung herrscht.

Wertet man Gleichung (14/16) zum Beispiel für ein σ_m aus, daß sich aus einer äußeren Last $\sigma_0 = 35 \text{ kp/cm}^2$ ergibt, dann erhält man für einen 8 cm dicken Körper die in Bild 21 dargestellten Riblängen und Druck-Randspannungen.

Aus dem oberen Diagramm ist ersichtlich, daß ein Rib bei Vorlast σ_0

1. später auftritt als bei $\sigma_0 = 0$ und
2. in seiner Länge kürzer als im unbelasteten Zustand ist.

Mit zunehmender Erwärmung - d.h. bei längeren Brandzeiten - und entsprechend abnehmendem E-Modul schließt sich der RiB theoretisch wieder.

Aus dem unteren Diagramm ist der zugehörige Verlauf der Druckspannungen am heißen Körperperrand ersichtlich.

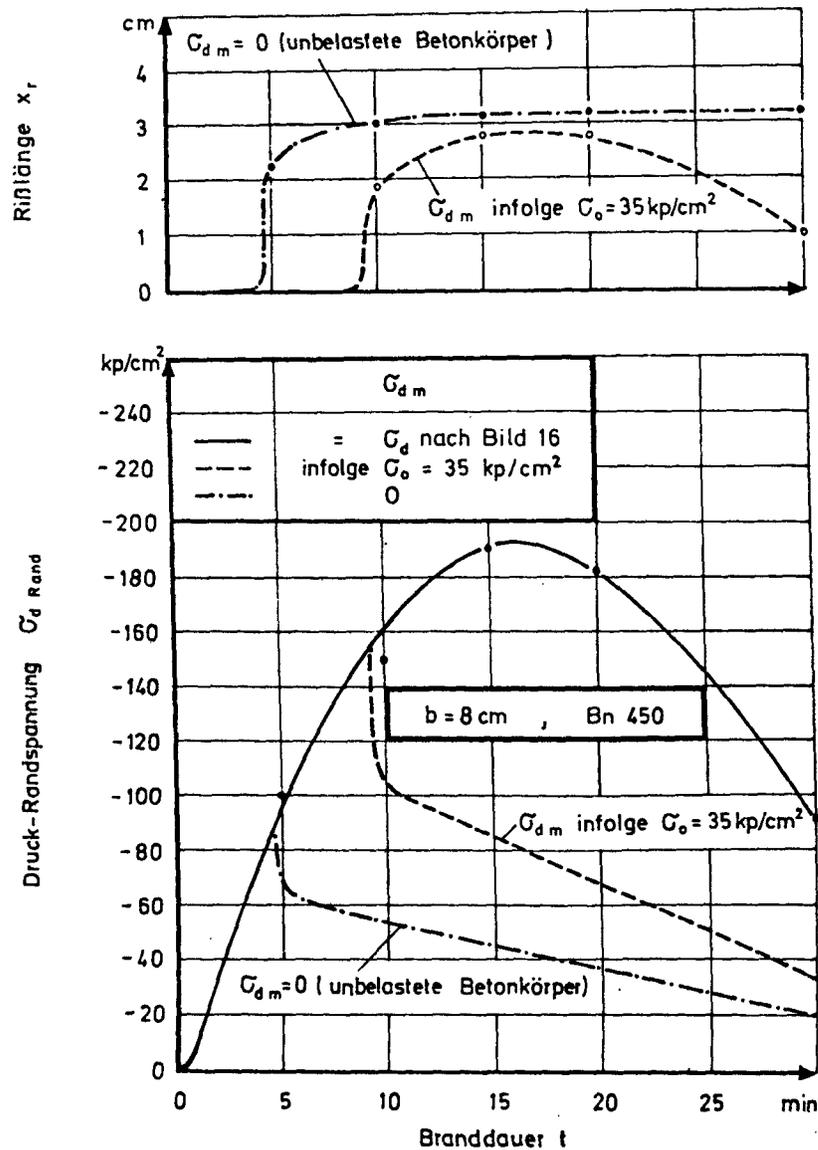


Bild 21 Rißlängen x_r sowie Druckspannungen $\sigma_{d, \text{Rand}}$ bei zwei-seitig erhitzten, 8 cm dicken Betonkörpern Bn 450 ($f \sim 3,0$ Gew.-%, Temperaturbeanspruchung I) im gerissenen Zustand in Abhängigkeit von t und σ_0

3.2.2.3. Überlagerung von maximalen Druck-Randspannungen

Die folgende Berechnung soll zeigen, daß die Überlagerung der in den vorstehenden Abschnitten ermittelten Temperatur-Druckrandspannungen auch in sehr ungünstigem Fall zu keinen Abplatzungen führen kann.

Ein sehr ungünstiger Fall liegt zum Beispiel dann vor, wenn

1. in Belastungsebene eine hohe Druckspannung, zum Beispiel $\sigma_0 = 140 \text{ kp/cm}^2$, infolge Vorspannung oder äußerer Last herrscht, der
2. die maximale Druck-Randspannung nach Abschnitt 3.2.2.1. (ungerissener Zustand) zu überlagern ist, und
3. die senkrecht zur Belastungsebene wirkenden Druck-Randspannungen gemäß Abschnitt 3.2.2.2. (gerissener Zustand)

berücksichtigt wird.

Die Berechnung der zweiachsigen Spannung σ_v ergibt für zwei verschiedene Werte von E_0 bei einem 8 cm dicken Körper dann die in Bild 22 in Abhängigkeit von der Branddauer dargestellten Verhältnisse. Das Spannungsmaximum ergibt sich in diesem Beispiel - wie zu erwarten war - bei rd. 15 Minuten, wobei zu jedem betrachteten Fall ein bestimmtes Verhältnis σ_2/σ_1 gehört.

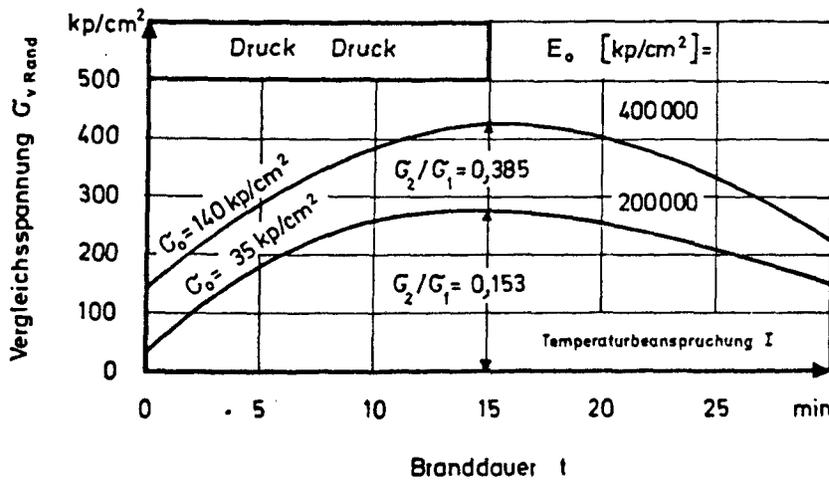


Bild 22

Vergleichsspannung σ_{vRand} (Druck Druck) bei einem 8 cm dicken, zweiseitig, erhitzten Betonkörper ($f \sim 3,0$ Gew.-%) in Abhängigkeit von E_0 , σ_0 und Branddauer t

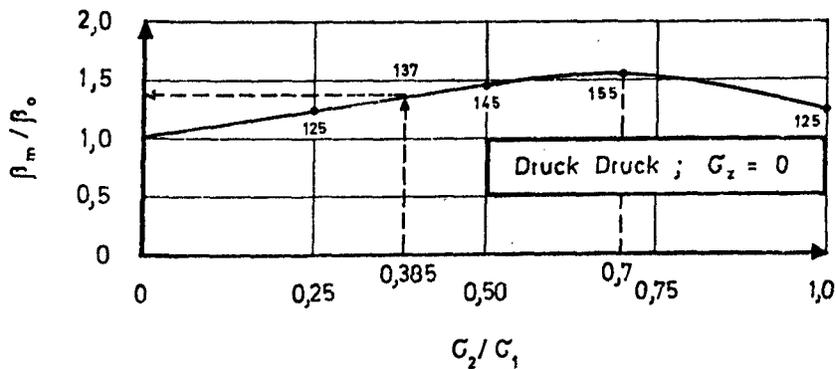


Bild 23

Vergleich von $\max \sigma_{vRand}$ n. Bild 22 ($\sigma_2/\sigma_1 = 0,385$) mit der räumlichen Betonfestigkeit β_m/β_0

Wie aus dem Diagramm ersichtlich ist, kann die maximale Vergleichsspannung durchaus größer sein als die einachsige Druckfestigkeit $\beta_0 = \beta_w$ des Betons. Vergleicht man σ_v jedoch mit der in Versuchen nach [81] und [82] festge-

stellten zweiachsigen Betonfestigkeit β_m , so bleibt $\max \sigma_v$ immer noch wesentlich unter den Bruchwerten β_m , siehe Bild 23.

Das Versagen des Betons, d.h. das Abplatzen, erfolgt also nicht durch Überschreiten der Beton-Druckfestigkeit! Selbst wenn E_o noch größer als 400 000 kp/cm^2 und σ_o noch größer als 140 kp/cm^2 werden, ist es aufgrund der geschilderten Verhältnisse sehr unwahrscheinlich, daß das Versagen bei mehrachsigen Druck stattfindet.

Die von Saito [52] und Ehm [2] entwickelten Abplatztheorien können daher als nicht richtig angesehen werden. Inwieweit die Abplatztheorie von Rickenstorf [53] bestätigt werden kann, sollen die folgenden Abschnitte über Zwängungsspannungen und Spannungen infolge Wasserdampfströmung zeigen.

3.2.3. Abplatzungen infolge von Zwängungsspannungen

Bei allen bisher beschriebenen Spannungen handelte es sich um Temperaturspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung, d.h. um Eigenspannungen. Betrachtet man nun einen im Beton eingebetteten Bewehrungsstab, so treten infolge unterschiedlicher Dehnungen zwischen den Baustoffen Beton und Stahl wiederum Temperaturspannungen - jetzt Zwängungsspannungen - auf. Solche Spannungen können u.a. nach Timoshenko [67] wie folgt berechnet werden.

Wird zum Beispiel ein dickwandiger Zylinder innen durch einen gleichmäßig herrschenden Druck p_i belastet, dann ergeben sich mit den Bezeichnungen nach Bild 24 a

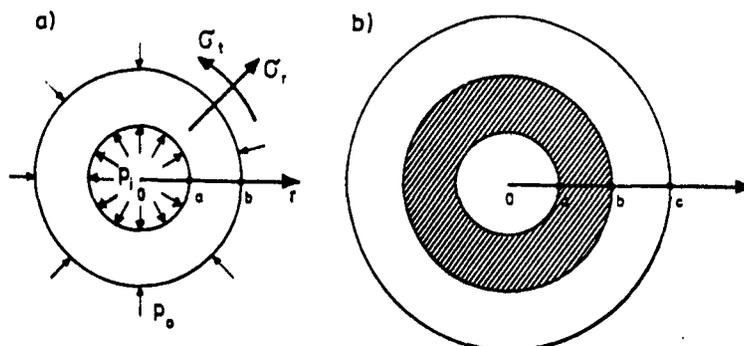


Bild 24

radial wirkende Druckspannungen σ_r und tangential wirkende Zugspannungen σ_t , die hyperbolisch mit dem Quadrat der Entfernung abnehmen:

$$\sigma_r = p_i \frac{a^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (17)$$

$$\sigma_t = p_i \frac{a^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (18)$$

Die Verformung des Zylinders in Richtung r , d.h. die Verschiebung $\bar{u}(r)$ ergibt sich innen zu

$$\bar{u}_{(r=a)} = \frac{ap_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu \right) \quad (19)$$

und außen zu

$$\bar{u}_{(r=b)} = - \frac{bp_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \quad (20)$$

Ähnliche Verhältnisse liegen vor, wenn ein Zylinder in einen äußeren Zylinder eingepaßt werden soll, der einen Innenradius besitzt, der um das Maß δ kleiner ist als der Außenradius des Innenzylinders. Bei genügend großer Erwärmung des äußeren Zylinders läßt sich dieser über den inneren schieben. Bei Abkühlung übt der äußere Zylinder einen Druck auf den inneren aus.

Die Berechnung der hierbei auftretenden Spannungen kann wie die Berechnung von σ_t und σ_r nach Gleichung (17) bis (18) für die Berechnung von Spannungen im Beton an Bewehrungsstäben verwendet werden, wenn die Verschiebung nach den Gleichungen (19) und (20) mit den Bezeichnungen nach Bild 24 b gleich

$$\delta = \Delta\alpha \cdot \Delta T \cdot b \quad (21)$$

gesetzt wird. Wählt man $a = 0$ und $c = \infty$, dann ergibt sich mit $\Delta\alpha = \alpha_{St} - \alpha_B$

$$\sigma_t = \frac{\Delta\alpha \cdot \Delta T}{\frac{1 + \mu_B}{E_B} + \frac{1 - \mu_{St}}{E_{St}}} \quad (22)$$

Diese tangential wirkende Zugspannung wird durch die behinderte Längsdehnung des Bewehrungsstabes noch geringfügig vergrößert, siehe [68]. σ_t wird bei ungleichmäßiger Erwärmung auf der heißen Seite nochmals etwas größer und auf der kälteren Seite um denselben Betrag kleiner, siehe [72]. Auf die nicht mehr als insgesamt etwa 15 % ausmachenden Zusatzeinflüsse "Längsdehnungsbinderung" und "ungleichmäßige Erwärmung" soll im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen werden.

Branddauer t aufgetragen; das Bild enthält außerdem die Zeitbereiche, bei denen nach [4] zerstörend wirkende Oberflächen-Abplatzungen festgestellt wurden.

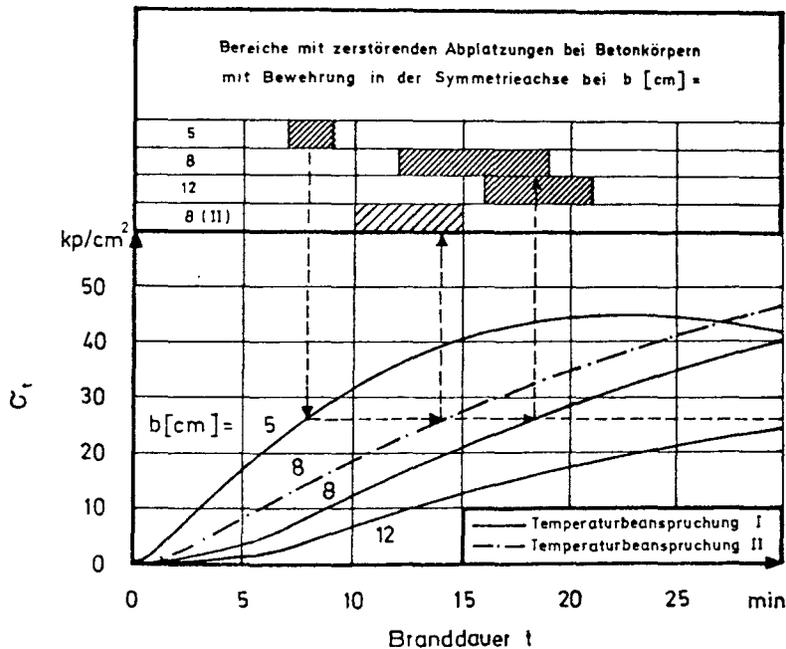


Bild 26

σ_t an der Oberfläche von mittig angeordneten Bewehrungsstäben \varnothing 26 mm bei zweiseitig erhitzten Betonkörpern ($E_0 = 300\,000$ kp/cm², $f \sim 3,0$ Gew.-%) in Abhängigkeit von b und t

Bild 26 zeigt u.a., daß Abplatzungen keineswegs erst dann auftreten, wenn σ_t sein rechnerisches Maximum erreicht.

Betrachtet man einen Körper mit $b = 5$ cm, so beträgt σ_t zum Abplatzzeitpunkt rechnerisch rd. 25 bis 30 kp/cm², siehe linke gestrichelte Linie. Trifft man die Annahme, daß es sich hier um die "kritische" Spannung σ_t handelt, die - überlagert mit anderen Spannungen - zu Abplatzungen führt, dann ist aus Bild 26 ersichtlich, daß diese kritische Spannung bei Körperdicken $b \geq$ rd. 12 cm (siehe waagerechte gestrichelte Linie) erst zu einem Zeitpunkt erreicht wird, wenn die Maxima zum Beispiel der Eigenspannungen nach Bild 16 bereits wieder abgebaut und nicht mehr wirksam sind.

Dieses Diagramm gibt somit einen Hinweis, warum bei Körpern mit Dicken ≥ 12 cm und einer Bewehrung aus mehreren Stäben \varnothing 26 mm in der Symmetrieachse die Gefahr von Abplatzungen bis zur Rißfläche in der Körperachse abnimmt.

Die im vorstehenden Abschnitt nachgewiesenen Zugspannungen σ_t führen zwangsläufig zu Rißbildungen im Beton, wenn die Betonzugfestigkeit β_z überschritten wird. Dies wird auch durch Schnitte durch brandbeanspruchte Bauteile mit Bewehrungsstäben bestätigt, siehe Bild 27. Hierzu ist folgendes zu bemerken:

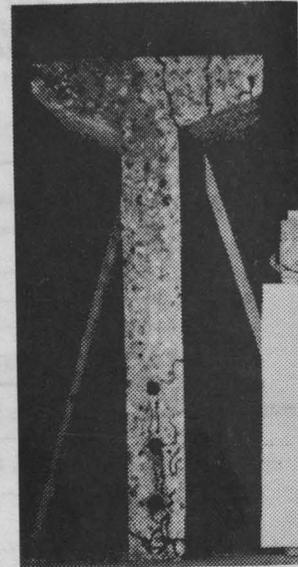
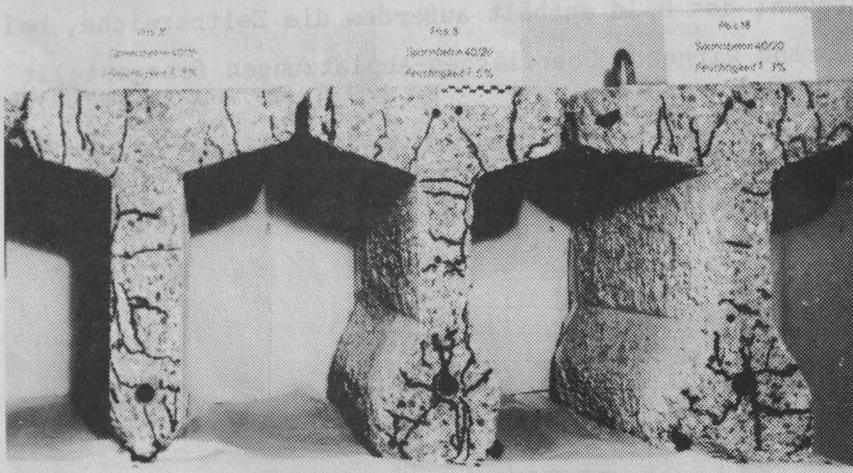


Bild 27 Risse in T- und I-Querschnitten, insbesondere ausgehend von Bewehrungsstäben

1. Zunächst sind in Bild 27 im Steg der Versuchsbalken ähnliche, durch Eigen-
spannungen infolge ungleichmäßiger Temperaturverteilung verursachte Risse
wie in Bild 20 zu sehen.
2. Von fast allen Bewehrungsstäben, insbesondere von denen mit $\varnothing = 26$ mm,
gehen radial - also senkrecht zur Zugspannungsrichtung σ_t - Risse aus,
die zum Teil sogar die Bauteiloberfläche erreichen. Hier handelt es sich
um Risse, wie sie in den vorstehenden Absätzen durch die Ermittlung von
 σ_t rechnerisch nachgewiesen wurden.
3. Die Rißlänge wird sicherlich nicht nur von der Zugspannungsverteilung
nach Gleichung (18) bestimmt, sondern auch von Unstetigkeitsstellen be-
einflußt (Kornform der Zuschlagstoffe, Poren, Löcher, Lunken, Bereiche
mit geminderter Verdichtung oder Festigkeit usw.).
4. Bei relativ dicht nebeneinander liegenden Bewehrungsstäben können die
vom einzelnen Stab ausgehenden Risse ineinander übergehen und somit Riß-
flächen bilden, die Abplatzungen begünstigen:
 - a) nicht nur bei dicht nebeneinander verlegten Haupt-Bewehrungsstäben
in Balken, Scheiben, Decken, usw., sondern
 - b) zum Beispiel auch bei gebogenen "Transporteisen", siehe Bild 8.

Solche Risse bzw. Rißflächen müssen bei der Sanierung brandbeanspruchter
Bauteile stets beachtet werden.

3.3. Abplatzungen infolge Wasserdampfströmung

3.3.1. Allgemeines

Im Gegensatz zu Saito [52], Ehm [2] und Rickenstorf [53] vertreten zum Beispiel Sullivan, Akhtaruzzaman und Zaman [54,55], Shorter und Harmathy [56,57] sowie Waubke [58] die Auffassung, daß Abplatzungen allein oder im wesentlichen durch Wasserdampfspannungen hervorgerufen werden.

Sullivan, Akhtaruzzaman und Zaman [54,55] berechnen in einem Modell einen s t a t i s c h e n Wasserdampfdruck, der die poren umhüllenden Schalen aus dichter Gelmasse sprengt, siehe Bild 28. Das Versagen tritt immer durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit ein. Die Mitwirkung von Temperaturspannungen wird sekundär nicht ganz ausgeschlossen [55].

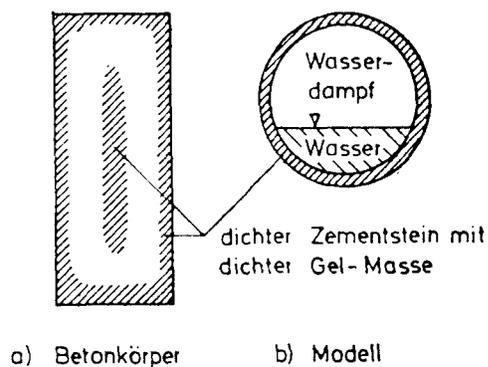


Bild 28 Ursachen von Oberflächen-
Abplatzungen nach Sullivan,
Akhtaruzzaman und Zaman
[54,55]

In eigenen Brandversuchen [4] konnte gezeigt werden, daß dichter Zementstein mit dichter Gelmasse bei Normal- oder Wasserlagerung im unbelasteten Zustand keine Abplatzungen hervorruft. Es konnte ferner gezeigt werden, daß Wasser im Innern eines Betonkörpers bei Erwärmung immer nach außen abströmt, was nicht nur durch Poren, sondern auch durch die in Abschnitt 3.2. beschriebenen Risse erfolgt. Die Theorie von Sullivan,

Akhtaruzzaman und Zaman konnte daher in keinem Punkt bestätigt werden.

Shorter und Harmathy [56,57] unterscheiden grundsätzlich zwischen heftigen Abplatzungen infolge Wasserdampfspannungen (moisture clog spalling) bis zu Tiefen von etwa 2,5 cm und weniger heftigen Abplatzungen infolge Temperaturspannungen (thermal spalling). Die Abplatzungen infolge Wasserdampfspannungen werden ebenfalls auf einen s t a t i s c h e n Wasserdampfdruck zurückgeführt, der gemäß Bild 29 a bei Brandbeanspruchung der Front AB an der Verdampfungsfront CD eines Betonkörpers entsteht, wobei sich ein "Wasserberg" CDEF bildet. Wenn die Geschwindigkeit v_1 , mit der die Front CD in das Betoninnere wandert, größer als v_2 wird und der Druck $p(CD) - p(AB) > \sigma_{Zug}$ ist, treten Abplatzungen auf. Verwendet man für diese Bedingungen

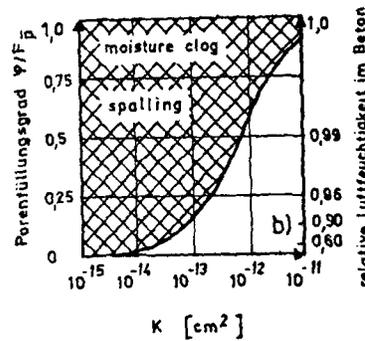
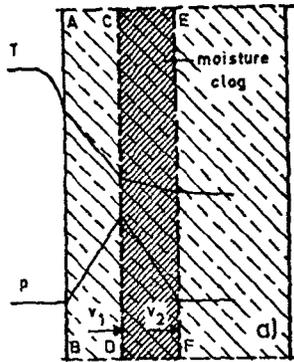


Bild 29

Ursachen von Oberflächen-Abplatzungen nach Shorter und Harmathy [56,57]

das Darcy'sche Gesetz, so ergibt sich in Abhängigkeit von "Porenfüllungsgrad/Porosität = φ/F_p ", p/p_s und der Betonpermeabilität K der in Bild 29 b gezeigte Abplatzbereich. Da Beton nach [59] eine Permeabilität von $2 \cdot 10^{-14} \leq K \leq 2 \cdot 10^{-12}$ besitzt und im allgemeinen einen Feuchtigkeitsgehalt $f \geq 2$ Gew.-% hat - das entspricht nach bekannten Sorptionsisothermen einer relativen Feuchtigkeit $\geq 60\%$ ($p/p_s \geq 0,6$) - müssen unter diesen Bedingungen bei nahezu allen Betonen Abplatzungen auftreten. Dies konnte durch eigene Versuche jedoch nicht bestätigt werden.

Harmathy [57] deutet ferner darauf hin, daß alter Beton dichtere Gele besitzt als junger Beton; mithin wird die Permeabilität mit steigendem Alter kleiner. Der Verfasser äußert die Meinung, daß aufgrund dieser Tatsache alter Beton mehr zum Abplatzen neigt als junger Beton.

Die Theorie von Shorter und Harmathy zeigt zwar, daß ein bestimmter Feuchtigkeitsgehalt zur Erzeugung von Abplatzungen im Beton vorhanden sein muß, was durch eigene Versuche [4] bestätigt werden konnte - sie enthält aber nicht die Möglichkeit, Spannungen in Abhängigkeit von Branddauer, Feuchtigkeitsgehalt, Bauteilabmessungen, Porosität, usw. im einzelnen zu berechnen, so daß auch diese Theorie für die Praxis als nicht befriedigend angesehen werden muß.

Im Gegensatz zu diesen und anderen Forschern behandelt Waubke [58] dynamische Phänomene wie Dampfströmung, Wandreibung und Staudruck. Beim Ausströmen des Wasserdampfes von der Linie CD zur Oberfläche AB gemäß Bild 29 a entstehen an den Kapillaren Wandreibungskräfte, die aufsummiert zu einer Zugspannung im Beton führen. Abplatzungen treten dann auf, wenn die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Eine Beeinflussung durch Temperaturspannungen und die Art der Zuschlagstoffe wird nicht ganz ausgeschlossen.

Wie die Theorien der genannten Autoren und die Gegenüberstellung in Tafel 7 zeigen, sind die Auffassungen über die Ursachen von Abplatzungen auch hier sehr unterschiedlich. Da die Theorie von Waubke [58] aufgrund eigener Versuche [4] die beste Möglichkeit gibt, Betonzugspannungen in Abhängigkeit von verschiedenen Parametern zu berechnen, soll diese Theorie im folgenden weiter untersucht werden.

Tafel 7 Abplatzungen infolge "Wasserdampfspannungen"

Forscher Literaturquelle	Das Versagen tritt durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit ein, und zwar infolge von	
	statischem Druck	"dynamischem" Druck
Sullivan, Akhtaruzzaman u. Zaman [54,55]	bei Verdampfung von Wasser in Poren von dichtem Ze- mentstein.	-
Shorter u. Harmathy [56,57]	bei Verdampfung von Wasser an der Verdampfungsfront CD gemäß Bild 29 a.	-
Waubke [58]	-	Ausströmender Wasserdampf erzeugt an den Porenwandun- gen Reibungskräfte, die zu Zugspannungen im Beton füh- ren.

3.3.2. Beton-Zugspannungen infolge Wasserdampfströmung

3.3.2.1. Wasser- und Wasserdampfströmung bei Erwärmung

Normalbeton besitzt bei üblichen Mischungsverhältnissen im frischen Zustand in der Regel einen Wassergehalt von 150 bis 225 l/m³, das sind, bezogen auf ein Betontrockengewicht von etwa 2200 kg/m³ rd. 7 bis 10 Gew.-%. Durch Hydratisierung und Austrocknung sinkt der freie Feuchtigkeitsgehalt in Abhängigkeit vom Umweltklima im allgemeinen auf Werte zwischen 2 und 5 Gew.-% ab, siehe unter anderem [58] und [73 - 77]. Liegt ein konstantes Klima vor, dann ergeben sich zum Beispiel die in Bild 30 wiedergegebenen Verhältnisse. Die dargestellten Kurven zeigen rechnerisch ermittelte Werte nach Waubke [58] und Pihlajavaara [75, 76], die sich mit gemessenen Werten von Waubke gut decken. Den dargestellten Feuchtigkeitsverteilungen liegt ein Klima zugrunde, das durch T = 20°C und p = 17,53 Torr (= Sättigungsdampfdruck bei 20°C) charakterisiert ist. Die Diagramme zeigen, daß

1. stets ein Feuchtigkeitsgehalt in der Größenordnung von 0,64 Gew.-%
- siehe [77] - bei den angegebenen "Normal"-Bedingungen nicht verdunstbar ist,
2. der Feuchtigkeitsgehalt in Körpermitte nach 200 und 600 Wochen, d.h. nach rd. 4 und 12 Jahren, praktisch keine Unterschiede mehr zeigt, und
3. der Feuchtigkeitsgehalt in Körpermitte nach 200 und 600 Wochen etwas weniger als 2 Gew.-% groß ist.

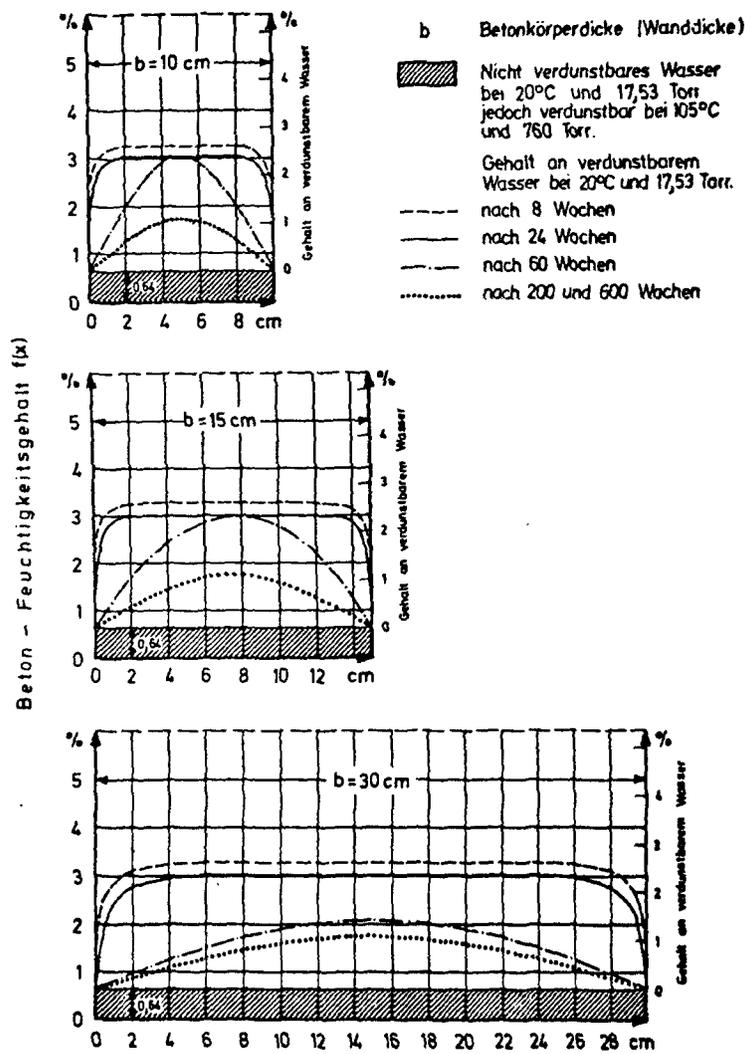


Bild 30

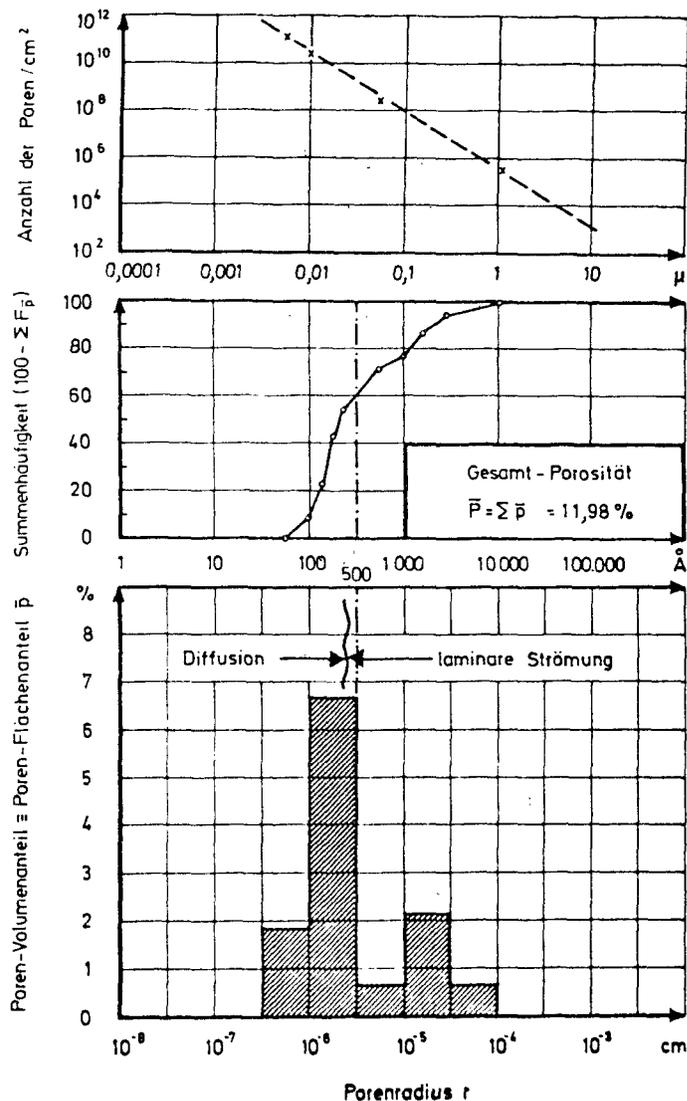
Gehalt an verdunstbarem Wasser bei 20°C und 17,53 Torr sowie bei 105°C und 760 Torr in 10, 15 und 30 cm dicken Betonkörpern (Wänden) aus Normalbeton (W/Z-Wert = 0,54)

Daraus ergibt sich, daß der mittlere Feuchtigkeitsgehalt des Gesamtquerschnittes bei langen Lagerzeiten nahezu 1,5 Gew.-%, bei kürzeren Zeiten > 2 Gew.-% beträgt. Bei wechselndem Klima liegt meistens ein höherer Feuchtigkeitsgehalt vor.

Normalbeton üblicher Zusammensetzung besitzt nach Waubke [58] eine Gesamtporosität von etwa $10\% < \bar{P} < 20\%$. Dabei ist die größere Zahl den niedrigen Betongüten und die kleinere Zahl den höheren Betongüten bzw. Festigkeits-

klassen zuzuordnen. Die Gesamtporosität schwankt also für einen weiten Bereich üblicher Normalbetone nur unwesentlich.

Die Porosität wird unter anderem durch Porenform, Porenradius und Porengrößenverteilung charakterisiert. Bild 31 zeigt als Beispiel die Porenverteilung eines Normalbetons Bn 450 mit quarzitischen Zuschlagstoffen.



Luftporen, Kapillarporen und Gelporen stehen mit Ausnahme der kugelförmig geschlossenen Luftporen untereinander alle mehr oder weniger in Verbindung. Die Verbindungen werden besser, wenn im Beton zum Beispiel infolge Temperaturspannungen Rißflächen erzeugt werden. Als Folge der Rißbildung können dann auch Luftporen untereinander mit anderen Poren in Verbindung treten.

Bild 31

Anzahl der Poren/m², Summenhäufigkeit und Porenflächenanteil (Porosität) eines Normalbetons Bn 450 in Abhängigkeit vom Porenradius

Alle Poren sind mehr oder weniger mit Wasser gefüllt, das bei Temperatur- bzw. Druckunterschieden ständig strömt. Wird ein Beton im Brand zum Beispiel entsprechend der Einheitstemperaturkurve beansprucht, so wird alles freie Wasser "ausgetrieben" - d.h. in Form von Wasserströmung oder Wasserdampfströmung:

1. Die Wasserströmung erfolgt dabei je nach Porenverteilung und Rißbildung entsprechend der Druckunterschiede
 - a) vom Feuer weg in tiefer liegende Betonzonen und

- b) zum Teil auch zum Feuer hin, d.h. dem Wärmestrom entgegen, wo das Wasser vorwiegend aus Rissen oder großen Poren - manchmal fontänenartig - in das Feuer spritzt, siehe auch [4].
2. Die Wasserdampfströmung erfolgt ebenfalls je nach Porenverteilung und Ribbildung entsprechend der Druckunterschiede
- a) vom Feuer weg in tiefer liegende Betonzone, wobei sich der Dampf abkühlt und wieder zu Wasser wird und
- b) zum Feuer hin, d.h. dem Wärmestrom entgegen, was jedoch nicht sichtbar ist, da Wasserdampf ja gasförmig ist.

Die Verdampfung des freien Wassers erfolgt in Abhängigkeit vom Porendurchmesser und den in den Poren herrschenden Kapillardrücken zwischen 100 und 200°C, meistens bei rd. 100°C. Da sich die Temperatur- und Druckunterschiede ständig ändern, und da sich besonders in den ersten 15 Minuten eines Brandes ständig Ribflächen bilden, kann im Detail nicht gesagt werden, an welcher Stelle gerade Wasser- oder Wasserdampfströmung in welcher Intensität vorliegt. Welche Strömungen sich im Mikrobereich gerade abspielen, ist vielmehr dem Zufall überlassen, siehe zum Beispiel Bild 32, wo deutlich wird, daß sich Bereiche mit Temperaturen von rd. 200°C durch Wasser- oder Dampfströmung entgegengesetzt dem allgemeinen Wärmestrom wieder auf 100°C abkühlen können. Bei Abplatzungen werden die zum Teil noch geordneten Verhältnisse weiter verändert.

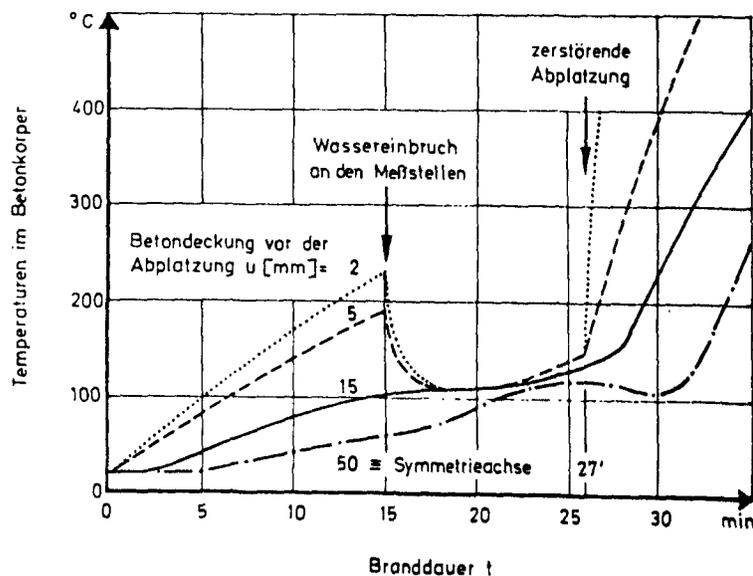
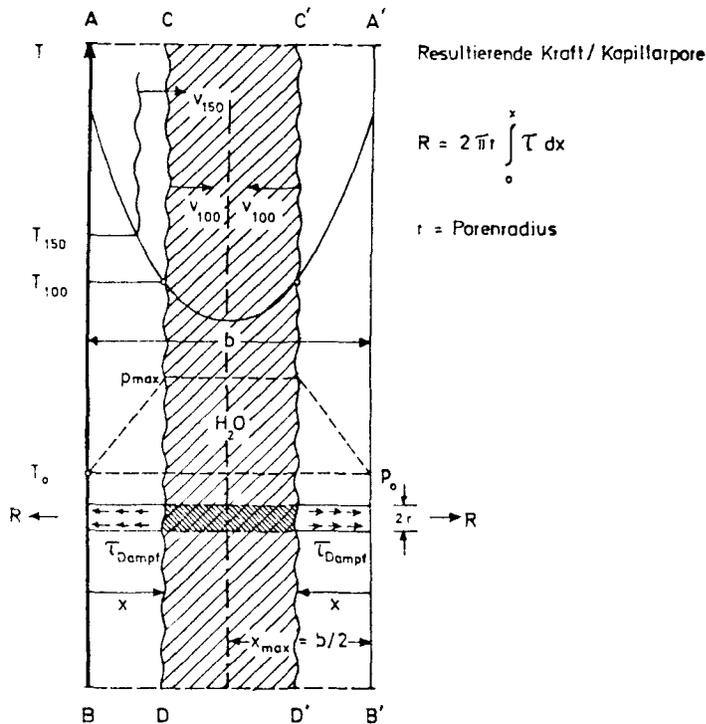


Bild 32
Einfluß von strömendem Wasser oder Wasser-Wasserdampfgemisch auf die Temperaturen in einem 10 cm dicken, zweiseitig erhitzten Betonkörper

Der sichtbare Wasseraustritt an der heißen Betonoberfläche hört auf, wenn die ins Betoninnere fortschreitende Verdampfungsfront eine bestimmte Tiefe erreicht hat. Bei zweiseitig beheizten Betonkörpern ist der sichtbare Wasseraustritt beendet, wenn die Temperaturen in der Symmetrieachse $> 110^{\circ}\text{C}$

werden. Der Zeitbereich des Wasseraustrittes ist umso größer, je mehr freies Wasser vorhanden ist - d.h. je größer der Feuchtigkeitsgehalt f und je größer die Körperabmessungen b sind.

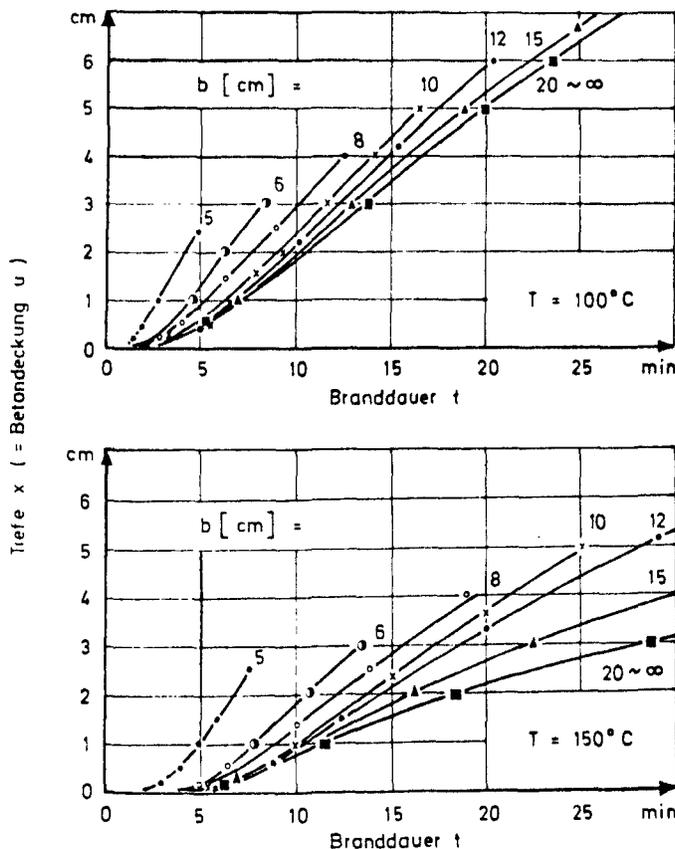


Vernachlässigt man die vorstehend beschriebenen Unstetigkeiten, dann kann das Vordringen der 100°C- oder 150°C-Front, wie in Bild 33 schematisch dargestellt, gesehen werden. Bild 34 zeigt zum Beispiel Weg-Zeit-Diagramme für die Fronten bei

Bild 33

Temperaturen T sowie Wasser- und Wasserdampf-Verteilung (schematisch) in zweiseitig erhitzten Betonkörpern

100 und 150°C mit der Betonkörperdicke b als Parameter. Danach beginnt die Verdampfungsfront mit 100°C bereits zwischen 1 und 2 Minuten Branddauer in



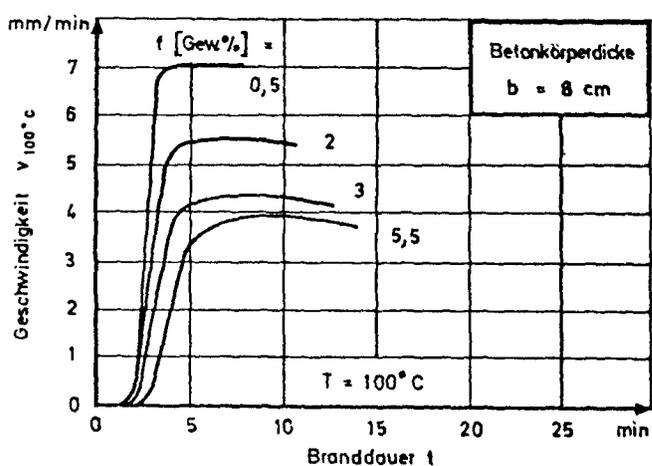
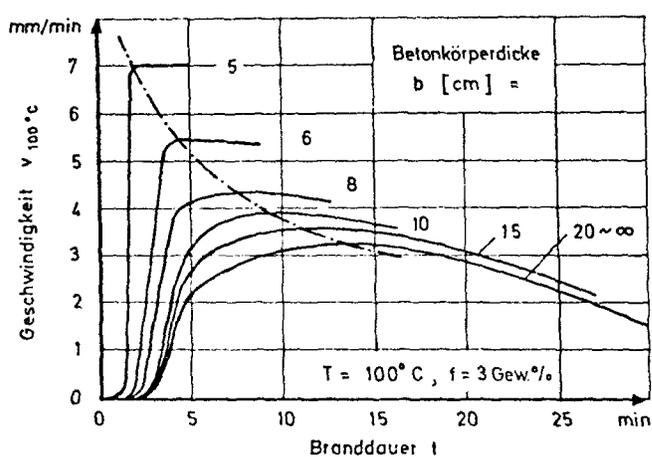
die Betonkörper einzudringen. Das Eindringen der Verdampfungsfront bei Körpern mit $b = 20$ cm entspricht annähernd dem Eindringen der Verdampfungsfront in einen Körper mit $b = \infty$ cm. Die Kurven $x_{150}(t)$ verlaufen ähnlich,

Bild 34

Weg-Zeit-Diagramme $x(t)$ für die "Verdampfungs"-Fronten bei 100 und 150°C bei zweiseitig ($b > 5$ cm) und einseitig ($b > 20$ cm \sim $b = \infty$) erhitzten Betonkörpern ($f \sim 3,0$ Gew.-%, Porositätsdaten s. Bild 31) bei Temperaturbeanspruchung I (= ETK)

jedoch flacher als die Kurven $x_{100}(t)$. Bei Veränderungen im Feuchtigkeitsgehalt oder in der Temperaturbeanspruchung können entsprechende Kurven gezeichnet werden.

Durch Differenzierung erhält man aus solchen Kurven die dazugehörigen Geschwindigkeiten $v_{100}(t)$ und $v_{150}(t)$. Beispiele hierfür sind in Bild 35 enthalten. Das obere Diagramm zeigt Kurven $v_{100}(t)$ für $f \approx 3$ Gew.-% in Abhängigkeit von der Körperdicke b . Alle Kurven haben ein Maximum; mit längerer Branddauer sinken die Geschwindigkeiten. Die maximalen Geschwindigkeiten liegen bei 7 mm/min ($b = 5$ cm) und fallen auf rd. 3 mm/min bei dicken Körpern ($b \geq 20$ cm) ab. Die entsprechenden Kurven für $v_{150}(t)$ verlaufen flacher. Das untere Diagramm zeigt $v_{100}(t)$ für verschiedene Werte von f bei $b = 8$ cm. Wie zu erwarten war, sinkt die Eindringgeschwindigkeit v_{100} mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt f .



Verändert man die Temperaturbeanspruchung, so ändern sich die $v_{100}(t)$ -Kurven entsprechend. Bei gleichem Feuchtigkeitsgehalt verlaufen die Kurven bei Beanspruchung II zum Beispiel steiler und höher als bei Beanspruchung I; das Geschwindigkeitsmaximum liegt bei Beanspruchung II jeweils rd.

1 mm/min höher und tritt je

Bild 35

Geschwindigkeit-Zeit-Diagramm $v(t)$ für die Verdampfungsfront bei 100°C bei zweiseitig erhitzten Betonkörpern mit Porositätsdaten nach Bild 31 bei Temperaturbeanspruchung I in Abhängigkeit von Körperdicke b und Feuchtigkeitsgehalt f

nach Körperdicke zwischen etwa 1 und 5 Minuten früher auf. Die Unterschiede der Geschwindigkeiten bei Veränderung des Feuchtigkeitsgehaltes werden bei Beanspruchung II kleiner als bei Beanspruchung I.

Die Wasser- und Wasserdampf-Abgabe bei einseitig erhitzten Betonkörpern erfolgt ähnlich wie bei zweiseitig erhitzten Körpern. Während bei zweiseitiger Erhitzung das gesamte freie Wasser im Beton dem Wärmestrom entgegen ausgetrieben wird, erfolgt die Entwässerung bei einseitiger Erhitzung jedoch zur heißen u n d kalten Seite:

1. Ein Teil des Wassers wird an der heißen Seite in Form von Wasser und Wasserdampf - ab einer bestimmten Zeit nur noch in Form von Wasserdampf - ausgetrieben.
2. Der andere Teil des Wassers wird auf der kalten Seite zunächst als Wasser und später auch in Form von Dampf ausgetrieben, wenn die Temperaturen auf der dem Feuer abgekehrten Seite die 100°C -Grenze erreichen.

3.3.2.2. Theoretischer Ansatz

Folgt man der Idee von Waubke [58], so verursacht die bei Erwärmung zur heißen Oberfläche gerichtete Wasser- und Wasserdampfströmung infolge Reibung an den Porenwandungen Schubspannungen, die aufsummiert zu einer Beton-Zugspannung σ_f im Querschnitt führen. Um zu einer Gleichung für σ_f infolge dieser Strömung zu kommen, müssen vereinfachende Annahmen getroffen werden. Für den theoretischen Ansatz wird von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

1. Während der Erhitzung finden keine wesentlichen Feuchtigkeitsumlagerungen statt. Unstetigkeiten, wie sie in Abschnitt 3.3.2.1. erwähnt sind, werden damit ausgeschlossen.

Diese Annahme ergibt im Fall der zweiseitigen Erhitzung den geringsten Fehler, da letzten Endes das gesamte freie Wasser entgegen dem Wärmestrom zur heißen Oberfläche ausgetrieben wird, siehe auch Bild 33.

Die Annahme ergibt bei einseitiger Erhitzung einen größeren Fehler, da hier zusätzlich zu den erwähnten Unstetigkeiten stärkere Feuchtigkeitsumlagerungen zur kalten Seite stattfinden.

Die Fehler könnten ausgeschlossen werden, wenn man die gesamte Feuchtigkeitsmenge durch einen Faktor abmindert, um so zur tatsächlich wirksamen Feuchtigkeits- bzw. Dampfmenge zu kommen. In der folgenden Berechnung wird ein derartiger Faktor jedoch nicht eingeführt, damit die Ermittlung von σ_f hinsichtlich der Abplatzungen auf der ungünstigen Seite liegt.

2. Der bei der Erwärmung über 100°C entstehende Dampf strömt zur jeweils

heißen Seite und erfährt dabei keine Viskositätsänderungen, d.h. der ausströmende Dampf hat konstante Stoffwerte.

3. In einer ersten Rechnung wird davon ausgegangen, daß die bei einer 105°C-Trocknung gemessene Wassermenge im Brandfall im wesentlichen auch tatsächlich bei 100 bzw. 105°C verdampft wird und zur heißen Oberfläche strömt.
4. In einer zweiten Rechnung wird davon ausgegangen, daß das freie, bei 105°C verdampfbare Wasser wegen der Abhängigkeit des Dampfdruckes vom Porenradius erst bei 150°C ausgetrieben wird.

Der Vergleich beider Rechnungen zeigt dann, welche Vorgänge für Abplatzungen größere Bedeutung besitzen.

5. Der bei 100 bis 105°C entstehende Dampf strömt laminar ab. Diese Annahme ist erfahrungsgemäß richtig.
6. Durch (Knudsen'sche) Diffusion treten keine Beton-Zugspannungen auf.

Geht man von der in Bild 31 gezeigten Porenverteilung aus und zieht bei einem Porenradius von $r = 472 \text{ \AA}$ - das ist gemäß [74] die freie Weglänge von Wasserdampf bei 100°C und 1 ata - die Grenze zwischen Strömung und Diffusion, dann wären bei gleichmäßiger Wasserverteilung etwa jeweils 50 % des Wassers bzw. Dampfes an der laminaren Strömung und 50 % an der Diffusion beteiligt. Ergibt die Diffusion tatsächlich keine Zugspannungen, dann liegen die im folgenden ermittelten Werte für σ_f um den Faktor von maximal 2 zu hoch; d.h. mit anderen Worten: die im folgenden ermittelten Werte σ_f liegen hinsichtlich der Abplatzungen wiederum auf der ungünstigen Seite.

Unter den vorstehenden Voraussetzungen kann die Spannung infolge Wandreibung mit Hilfe des Newton'schen Gesetzes

$$\tau_D = \eta \cdot \frac{dv_D}{dy} \quad (24)$$

berechnet werden. Hierin bedeuten

τ_D [kp/cm²] die Schubspannung an der Porenwandung bei Reibung infolge Dampfströmung,

η [kp sec/m²] die dynamische Zähigkeit,

v_D [m/sec] die Geschwindigkeit des ausströmenden Dampfes und

y [m] die laufende Koordinate in der durchströmten Pore mit dem Radius r , siehe Bild 36.

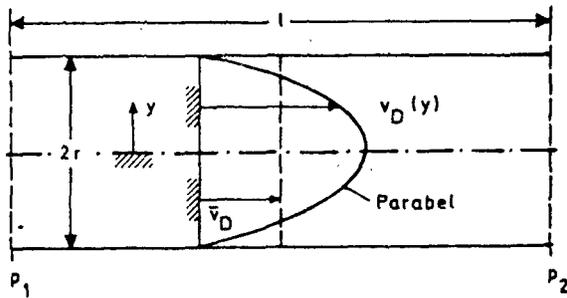


Bild 36

Das Hagen-Poiseullesche Gesetz der laminaren Rohrströmung [79] besagt, daß die Strömungsgeschwindigkeit parabelförmig verläuft. Die Geschwindigkeit im Abstand y von der Rohr- bzw. Porenachse ist danach

$$v_D = 2 \bar{v}_D \left(1 - \frac{y^2}{r^2}\right), \quad (25)$$

wenn \bar{v}_D die mittlere Geschwindigkeit des strömenden Dampfes ist.

Differenziert man Gleichung (25) und setzt dv_D/dy an der Stelle $y = r$ zur Berechnung der Wandreibungsspannung in Gleichung (24) ein, so erhält man

$$\tau_D = \frac{4 \eta \bar{v}_D}{r}. \quad (26)$$

Bezeichnet man mit

$$\dot{V}_B = F_B \cdot v_{100} \quad [\text{cm}^3/\text{min}] \quad (27)$$

das in der Zeiteinheit von der 100°C -Front überdeckte Betonvolumen, dann ist entsprechend Voraussetzung 3 das in der Zeiteinheit freigesetzte Wasservolumen

$$\dot{V}_{\text{H}_2\text{O}} = f_V \cdot F_B \cdot v_{100} \quad [\text{cm}^3/\text{min}] \quad (28)$$

und die entsprechende Wasser- bzw. Dampfmenge

$$\dot{G}_{\text{H}_2\text{O}} = \dot{G}_D = f_V \cdot F_B \cdot v_{100} \cdot \rho_{\text{H}_2\text{O}} \quad [\text{kg}/\text{min}] \quad (29)$$

Das dazugehörige Dampfvolumen pro Zeiteinheit $\dot{V}_D = \dot{G}_D / \rho_D$, bezogen auf die Flächeneinheit, ergibt

$$\dot{V}_{\text{DF}} = \frac{\dot{V}_D}{F_B} = f_V \cdot v_{100} \cdot \frac{\rho_{\text{H}_2\text{O}}}{\rho_D} \quad [\text{cm}^3/\text{cm}^2 \text{ min}] ; \quad (30)$$

d.h.: das aus einem cm^2 eines erhitzten Betons ausströmende Dampfvolumen pro min besitzt den Wert \dot{V}_{DF} . Zum Ausströmen stehen, wenn man Risse absprachgemäß nicht berücksichtigt, allein die Poren zur Verfügung, wie sie zum Beispiel in Bild 31 für einen bestimmten Beton angegeben sind. Bezeichnet man mit F_P die Porenfläche, so erhält man mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung

$$\dot{V}_{\text{DF}} = \bar{v}_D \cdot F_P \quad (31)$$

Da die Porenfläche F_p der Gesamtporosität entspricht, ergibt sich aus den Gleichungen (30) und (31)

$$\bar{v}_D = \frac{f_V \cdot v_{100} \cdot \rho_{H_2O}}{\bar{P} \cdot \rho_D} \quad [\text{cm/min}] \quad (32)$$

Setzt man diesen Ausdruck in Gleichung (26) ein und wählt statt der Volumenprozentzahl f_V für die Feuchtigkeit die Gewichtsprozentzahl f , dann erhält man die Wandreibungsspannung τ_D , woraus sich mit dem Umfang $2\pi r$ durch Integration über der Strömungslänge x , siehe Bild 33 oder 36, die resultierende Zugkraft

$$R = \int_0^x 2\pi r \tau_D dx = \frac{8 \pi \eta f \rho_B v_{100} \rho_{H_2O} x}{10^3 \bar{P} \rho_D} = C \frac{f v_{100} x}{\bar{P}} \quad [\text{kp}] \quad (33)$$

ergibt. Berücksichtigt man gemäß Bild 31 die Anzahl der Poren pro cm^2 , durch die der Dampf strömt (nicht diffundiert), dann erhält man die Beton-Zugspannung

$$\sigma_f = \sum_{r_n}^{r_m} A_{\text{laminar}} \cdot R \quad [\text{kp/cm}^2] \quad (34)$$

Vereinbarungsgemäß werden mit dem Summenzeichen nur die Porenklassen erfaßt, deren Abmessungen so groß sind, daß darin eine laminare Strömung möglich ist; d.h. der Porenradius ist größer als die mittlere freie Weglänge der Wasserdampfmoleküle.

Die Beton-Zugspannung σ_f ist für einen bestimmten Beton mit bestimmter Porosität \bar{P} und bestimmter Porenzahl A_{laminar} somit nur noch linear abhängig von f , v und x . Für einen Beton Bn 450 gemäß Bild 31 ergeben sich zum Beispiel

$$\sigma_{f(100^\circ\text{C})} = 7,16 \cdot f \cdot v_{100} \cdot x \quad (35a)$$

und

$$\sigma_{f(150^\circ\text{C})} = 1,81 \cdot f \cdot v_{150} \cdot x \quad (35b)$$

wobei man σ_f in kp/cm^2 erhält, wenn man für f die Feuchtigkeitsprozentzahl, v cm/min und für x cm einsetzt.

3.3.2.3. Folgerungen

Wertet man die Gleichungen (35a) und (35b) unter Berücksichtigung der in den Bildern 34 bis 35 wiedergegebenen Werte $x(t)$, $v(t)$, b und f rechnerisch aus, so ergeben sich unter anderem die nachstehend aufgezählten Folgerungen.

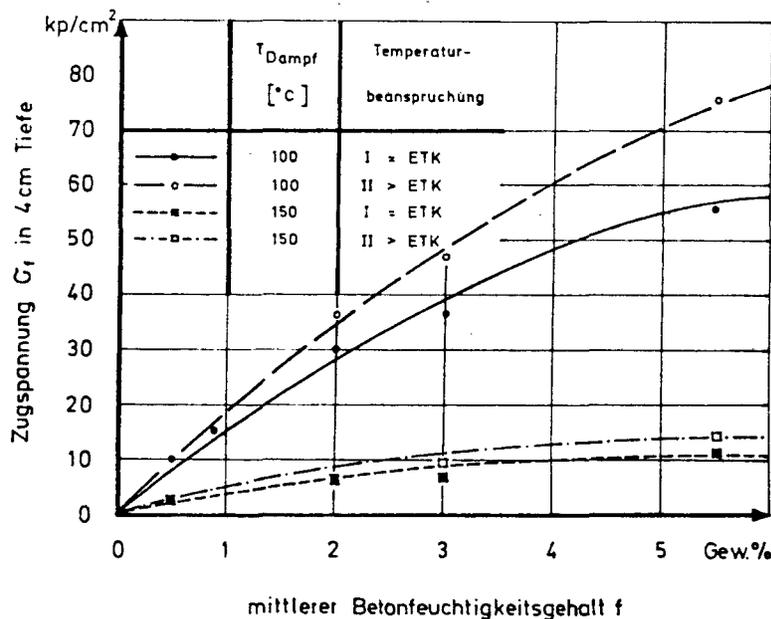


Bild 37

Beton-Zugspannungen σ_f infolge Wasserdampfströmung in der Symmetrieachse von zweiseitig erhitzten, 8 cm dicken Betonkörpern (Porositätsdaten siehe Bild 31) bei Temperaturbeanspruchung I und II in Abhängigkeit von f und der Dampftemperatur

1. Die Beton-Zugspannungen σ_f sind bei Verwendung der Werte $x_{100}(t)$ und $v_{100}(t)$ wesentlich größer als bei Verwendung der Werte $x_{150}(t)$ und $v_{150}(t)$. Bei größeren Dampftemperaturen wird σ_f noch kleiner, da die Werte x und v kleiner und die Werte $\rho_D(T)$ größer werden, siehe auch Gleichung (33).

Es kann somit gefolgert werden, daß die maximalen Beton-Zugspannungen bei einer Temperatur der Verdampfungsfront von 100 bis 105°C und nicht bei 150°C oder höheren Temperaturen auftreten.

2. Die Beton-Zugspannungen σ_f steigen gemäß Bild 37 mit wachsenden Werten von f an. Bei $f = 0$ ist auch $\sigma_f = 0$. Die Zugspannung erreicht bei $f > \sim 3,0 \text{ Gew.}\%$ bereits eine Größenordnung, die in den Bereich der Betonzugfestigkeit β_z gelangt. Bild 37 erklärt somit, warum Betone mit hohem Feuchtigkeitsgehalt stärker zum Abplatzen neigen als Betone mit kleinem Feuchtigkeitsgehalt.
3. Die Beton-Zugspannungen σ_f sind gemäß Bild 37 bei Temperaturbeanspruchung II größer als bei Beanspruchung I (= ETK). Dies erklärt, warum bei natür-

lichen Bränden gemäß Bild 3 mit $T > ETK$ trotz vergleichsweise kurzer Branddauer oft Abplatzungen festgestellt wurden, siehe auch Abschnitt 2.

4. Die durch Wasserdampfströmung hervorgerufenen Beton-Zugspannungen steigen mit zunehmender Tiefe x schnell an und erreichen spätestens bei rd. 6 bis 7 cm Tiefe ihr Maximum. Bei Tiefen $>$ rd. 6 bis 7 cm sinken die Zugspannungen schnell ab und nähern sich schon bei $x \geq 12$ cm dem Wert Null.
5. Die Beton-Zugspannungen σ_f entstehen gemäß Bild 38 bei ungeschütztem Beton nur in den ersten Minuten eines voll entwickelten Brandes.

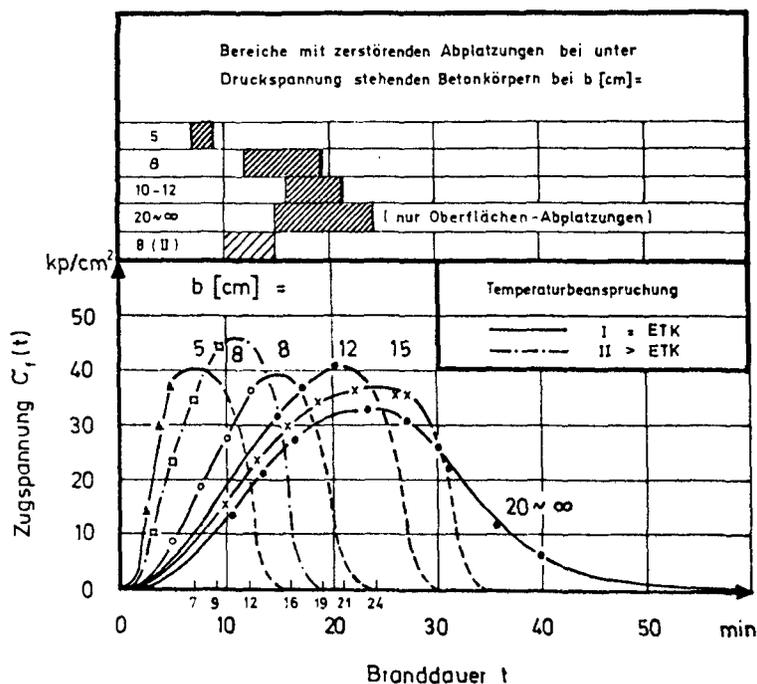


Bild 38

Beton-Zugspannungen σ_f infolge Wasserdampfströmung in zweiseitig erhitzten Betonkörpern ($f \approx 3,0$ Gew.-%, Porositätsdaten siehe Bild 31) in Abhängigkeit von der Branddauer t

6. Die zum Beispiel in [4] gefundenen und in Bild 12 - 13 eingetragenen Abplatzzeitpunkte entsprechen gemäß Bild 38 annähernd den Zeitpunkten, bei denen σ_f zum Maximum wird. Hieraus kann gefolgert werden, daß die Abplatzungen nicht nur durch die in Abschnitt 3.2. behandelten Temperaturspannungen beeinflusst werden, sondern in erster Linie von den Zugspannungen infolge Wasserdampfströmung abhängen, zumal bewiesen ist, daß bei $f = 0$ gemäß Bild 37 keine Abplatzungen auftreten, da σ_f dann ebenfalls Null ist.
7. Das Spannungs-Maximum wird bei ungeschütztem Beton beliebiger Dicke spätestens nach rd. 25 Minuten erreicht. Danach sinken die Zugspannungen schnell ab.

Je dünner ein Körper ist, desto eher wird das Maximum erreicht; bei zweiseitig erhitzten Körpern mit $b = 8$ cm nach rd. 15 Minuten, bei $b = 5$ cm

schon nach rd. 7 Minuten.

Bei Temperaturbeanspruchung II wird das Maximum schneller erreicht als bei Beanspruchung I (= ETK).

8. Gleichung (33) zeigt, daß im Abplatzverhalten zwischen einem Bn 250 und einem Bn 550 praktisch keine Unterschiede spürbar sind. Dies liegt an der Tatsache, daß sich Betone der genannten Festigkeitsklassen in ihrer Porosität \bar{P} nur unwesentlich - maximal um den Faktor 2 - und die dazugehörigen Zugfestigkeiten in gleicher Weise - ebenfalls um den Faktor von rd. 2 - unterscheiden, so daß einem kleinem β_z eine entsprechend große Zugspannung σ_f zuzuordnen ist.

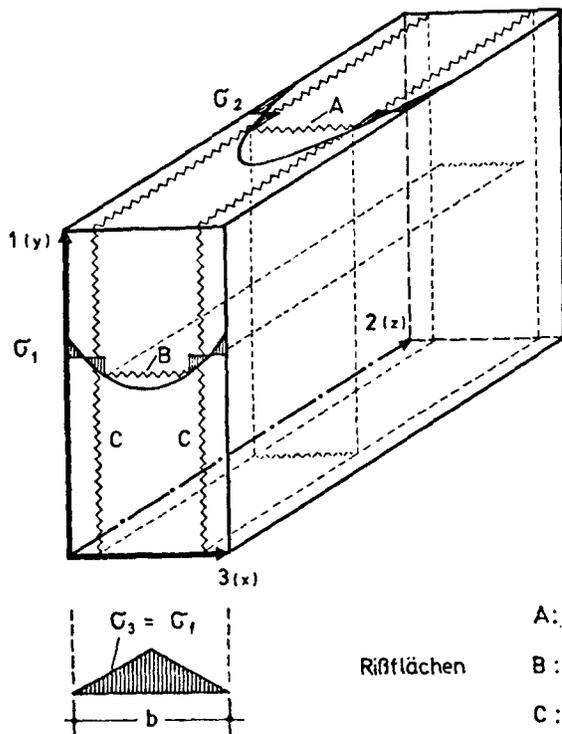
Die in Abschnitt 3.3.2.2. abgeleiteten Gleichungen mit σ_f bestätigen somit alle in Abschnitt 2 beschriebenen Versuchserfahrungen.

3.4. Zusammenfassung und Bewertung der Abplatz-Ursachen

Die Zusammenfassung der in Abschnitt 3.1. bis 3.3. beschriebenen Abplatz-Ursachen ergibt nachstehende Schlußfolgerungen:

1. Die wichtigste Ursache für explosionsartige Abplatzungen sind Zugspannungen, die beim Ausströmen von Wasserdampf durch Reibung an den Porenwänden im temperaturbeanspruchten Beton entstehen. Ohne ausströmenden Wasserdampf gibt es keine Abplatzungen. Die bisher nur von Waubke [58] vertretene Theorie wird durch die vorliegenden Ergebnisse damit bestätigt.
2. Die zweitwichtigste Ursache für Abplatzungen sind Temperatur-Eigen- und -Zwängungsspannungen, die im Brandfall immer entstehen; ihre Höhe hängt vom Betonfeuchtigkeitsgehalt nur unwesentlich ab. Die damit im Zusammenhang stehende plötzliche Bildung von Rißflächen beeinflusst das Auftreten von Abplatzungen wesentlich. Diese Spannungen und Rißflächenbildungen allein sind im Normalfall jedoch nicht in der Lage, Abplatzungen zu erzeugen. Die von Rickenstorff [53] geäußerte Auffassung über die Entstehung von Abplatzungen kann damit nur teilweise bestätigt werden.
3. Beton-Abplatzungen entstehen durch Versagen des Betons nahe der Bauteiloberfläche gemäß Bild 39 im mehrachsigen Spannungszustand, zum Beispiel bei
Druck-Druck-Zug-Spannungen,
Druck-Zug -Spannungen,

Zug-Zug -Spannungen oder sogar bei
Zug-Zug-Zug-Spannungen.



Rißflächen
A: y-x - Ebene
B: z-x - Ebene
C: y-z - Ebene

Bild 39
Spannungen und Rißflächen
in zweiseitig erhitzten
Betonkörpern

Ermittelt man aus den drei Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und $\sigma_3 = \sigma_f$ gemäß Bild 39 die Vergleichsspannung σ_v , so erhält man bei $f \geq 3$ Gew.-% unter bestimmten Voraussetzungen zum Beispiel für einen Bn 450 folgende Werte von σ_v :

Tiefe x in cm	σ_v in kp/cm^2	Bereich
0,5 - 1,0	≥ 110	Zug-Zug oder Druck-Zug-Zug
1,0 - 1,5	≥ 40	Zug-Zug-Zug

Vergleiche mit mehrachsigen Festigkeiten zeigen, daß der Beton bei solchen Werten versagen - d.h. abplatzen - muß.

4. Explosionsartige Beton-Abplatzungen treten meistens nur dann auf, wenn mehrere ungünstige Faktoren gleichzeitig vorliegen, zum Beispiel:

1. auf der einen Seite hohe Werte von σ_1 , σ_2 und σ_3 - d.h. beispielsweise

a) hohe Zugspannungen σ_f infolge hoher Betonfeuchtigkeit, Betondichte und Temperaturbeanspruchung und

- b) hohe Druckspannungen σ_1 und σ_2 infolge Temperaturspannungen, verbunden mit hohen Druckspannungen infolge Vorspannung, äußerer Last oder Zwängung bei Verformungsbehinderung oder
 - c) dichte Bewehrung, so daß die Rißflächenbildung begünstigt wird - und
2. auf der anderen Seite niedrige Zugfestigkeiten β_z , die beispielsweise bei unsachgemäßer Betonzusammensetzung vorliegen können.
5. Zuschlagstoff-Abplatzungen gemäß Abschnitt 3.1. spielen bei allen vorstehend beschriebenen Einflußgrößen in der Regel eine untergeordnete Rolle.
6. Physikalische und chemische Veränderungen bei den Zuschlagstoffen und beim Zementstein führen bei Brandbeanspruchung immer zu einer Zermürbung des Betons. Die so entstehenden Gefügelockerungen treten unabhängig von Abplatzungen auf.

4. Kriterien für Bauteilversagen - Beispiele und Ursachen

Ob die vorstehend beschriebenen Spannungen und Rißflächenbildungen und die daraus entstehenden Abplatzungen zum Versagen eines ganzen Bauteiles führen, hängt nicht nur vom Umfang der Abplatzungen, sondern auch vom Bauteil selbst ab - zum Beispiel von den Bauteilabmessungen, der Bewehrungsanordnung und dem statischen System. Es können folgende drei Fälle des Bauteilversagens unterschieden werden:

1. Durch Abplatzungen wird die für die Standsicherheit wesentliche Bewehrung über einen Teilbereich freigelegt; infolge der schnelleren Erwärmung der Stahlquerschnitte können dann Tragfähigkeit und Raumabschluß verloren gehen.

Derartiges Versagen tritt besonders bei statisch bestimmt gelagerten, einachsigen gespannten Bauteilen auf, wenn die Zugbewehrung freigelegt wird. Bei statisch unbestimmt gelagerten oder mehrachsigen gespannten Bauteilen sowie bei Bauteilen mit brandschutztechnisch günstiger Bewehrungsführung tritt Bauteilversagen dagegen trotz großflächiger und tiefer Abplatzungen so gut wie nie auf.

Dagegen könnten Abplatzungen bei hoch auf Schub beanspruchten und nur bügelbewehrten Balken zum Schubbruch führen.

2. Durch Abplatzungen wird der tragende Betonquerschnitt so stark reduziert, daß die ihm zugeordneten Kräfte nicht mehr übertragen werden können; Tragfähigkeit und Raumabschluß können dann ebenfalls verloren gehen.

Derartiges Versagen tritt besonders bei dünnen, meist auf Druck beanspruchten Bauteilen, zum Beispiel bei dünnen Deckenplatten oder bei dünnen Stegen von T- oder I-förmigen Balken auf, siehe auch Abschnitt 2.

3. Durch Abplatzungen entstehen in raumabschließenden Bauteilen Löcher, die Tragfähigkeit bleibt noch erhalten. Im Sinne von DIN 4102 liegt dann ebenfalls Bauteilversagen vor, da sich das Feuer durch solche Löcher weiter ausbreiten kann.

Derartiges Versagen tritt meist nur bei dünnen Bauteilen oder bei ungünstiger Zuschlagstoff- bzw. Betonzusammensetzung auf.

Im folgenden sollen gemäß Tafel 4 zwei Beispiele von zerstörend wirkenden Abplatzungen mit ihren Ursachen behandelt werden.

4.1. Bauteilversagen durch sich ständig wiederholende Abplatzungen

Bei genügend hohen Spannungen σ_1 , σ_2 und $\sigma_3 = \sigma_f$ entsprechend Bild 39 und bei genügend niedrigen Beton-Zugfestigkeiten β_z können sich ständig wiederholende und damit zerstörend wirkende Abplatzungen auftreten, wobei Bauteilversagen nach den drei genannten Fällen stattfinden kann. Die immer wiederkehrenden Abplatzungen treten dabei klein- oder großflächig, schalenförmig - wie in Bild 40 schematisch dargestellt - auf.

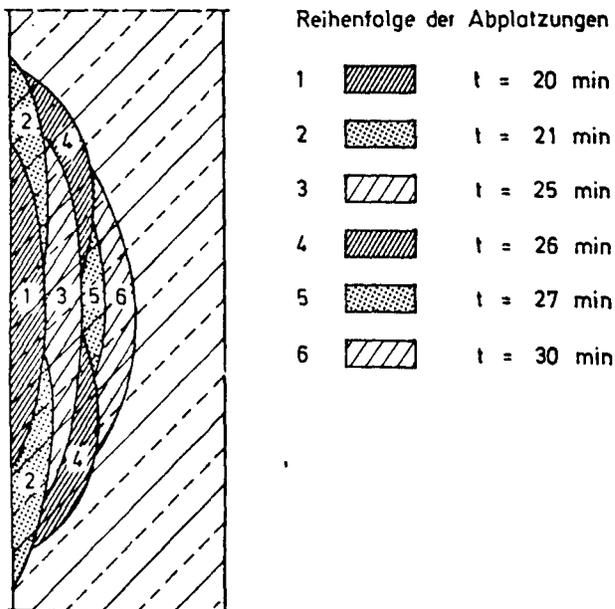


Bild 40

Schematische Darstellung immer wiederkehrender Oberflächenabplatzungen

Die Ursache für solche Abplatzungen liegt in erster Linie bei zu niedrigen Zugfestigkeiten β_z zum Beispiel infolge

1. übermäßig viel flacher Zuschlagstoffkörner,
2. einem möglicherweise unerlaubt hohen Prozentsatz mehlfeiner oder sogar aufschlammbarer Bestandteile, was beides die Haftung zwischen Zementstein und Zuschlagstoff ungünstig beeinflusst, oder
3. Gesteinsschichtungen, wie sie bei Schiefen und Gneisen vorliegen.

Immer wiederkehrende Abplatzungen aufgrund solcher "Fehler" in der Zuschlag- bzw. Betonzusammensetzung konnten nicht nur bei Bränden, sondern auch reproduzierbar in Versuchen beobachtet werden, siehe auch Abschnitt 2.

4.2. Bauteilversagen durch einmalige Abplatzungen (plötzliches Versagen)

Liegen dünne Querschnittsteile vor, so kann Bauteilversagen auch durch eine einmalige Abplatzung hervorgerufen werden. So ein plötzliches Versagen konnte insbesondere bei Stegen von T- und I-förmigen Balken beobachtet werden. Das Versagen wird hier in erster Linie durch die Höhe der vorhandenen und beim Brand entstehenden Druckspannungen σ_1 und σ_2 gemäß Bild 39 beeinflusst. Aufgrund von eigenen Versuchen [4] und der in Abschnitt 3.2. - 3.3. beschriebenen Zusammenhänge über den Einfluß der Betonfestigkeit auf Abplatzungen erhält man unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse zum

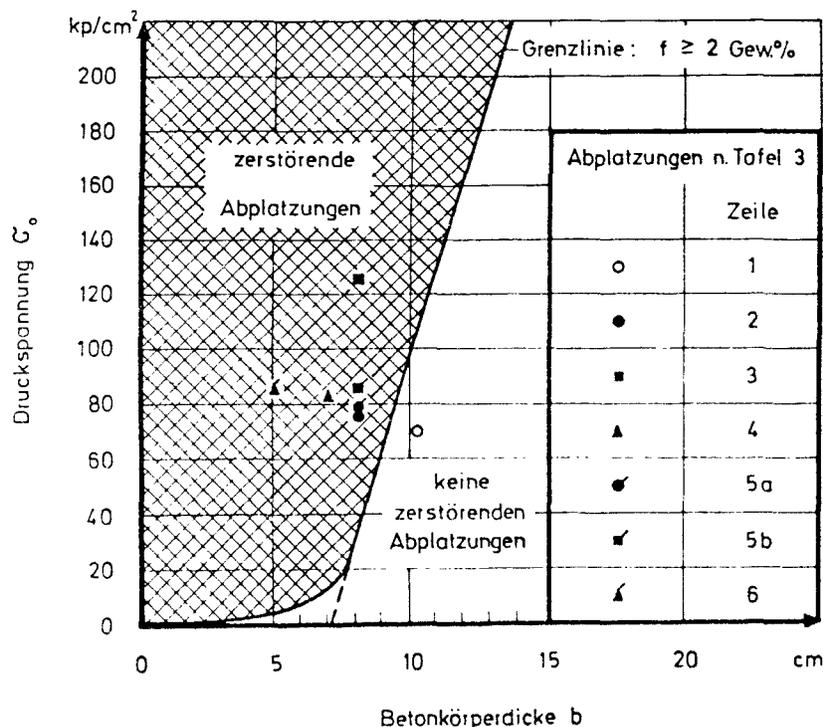


Bild 41

Bereiche mit zerstörenden und nichtzerstörenden Abplatzungen bei zweiseitig erhitzten, unter Druckspannungen stehenden Betonkörpern (σ_0 grenz (b))

Beispiel für zweiseitig erhitzte Querschnitte die in Bild 41 dargestellten Verhältnisse. Für alle Beton-Festigkeitsklassen und -Feuchtigkeitsgehalte $f \geq 2$ Gew.-% ergibt sich in Abhängigkeit von Betonkörperdicke b und Druckspannung σ_0 - zum Beispiel infolge Vorspannung und Belastung - ein Bereich mit einmaligen zerstörenden Abplatzungen und ein Bereich, wo keine einmaligen zerstörenden Abplatzungen mehr auftreten. Die Grenzkurve zwischen beiden Bereichen ist im wesentlichen eine Gerade, die die Abszisse bei rd. 7 cm schneidet und eine Steigung von $100 \text{ kp/cm}^2 : 3 \text{ cm}$ besitzt. Im Bereich $0 \leq b \leq 8 \text{ cm}$ schwenkt die Grenzlinie zum Koordinaten-Nullpunkt.

Trägt man in dieses Bild die Versuchs- und Branderfahrungen über zerstörende Abplatzungen an vorgespannten I-Trägern gemäß Tafel 3 ein, so sieht man, daß alle Werte $\sigma_0(b)$ mit zerstörenden Abplatzungen (fette Punkte) im schraffierten und alle Werte $\sigma_0(b)$ ohne zerstörende Abplatzungen im nicht schraffierten Bereich liegen. Für den zuletzt genannten Bereich liegt allerdings hier nur ein Punkt vor; der Grund hierfür ist, daß meistens nur die Werte veröffentlicht wurden, die zerstörende Abplatzungen gezeigt haben, und nicht die vielen Fälle, wo zwar Beschädigungen, aber sonst keine besonderen Vorkommnisse auftraten.

Die Mehrzahl der in Tafel 3, Zeile 2, sowie in [10] und [13] beschriebenen holländischen Spannbetontträger mit einer Stegdicke von 8 cm platzte nach Meinung des Verfassers nur deshalb nicht ab, weil

1. die Steghöhe nur 8 cm betrug, die untersuchten Querschnitte also sehr gedrungen waren,
2. die Spannungen σ_0 nur am Stegansatz im schraffierten Bereich nahe der Grenzlinie nach Bild 41 lagen und
3. bei dem in [10] beschriebenen Prüföfen die bei Brandbeanspruchung vorliegenden Verhältnisse der Beflammung und Wasseraustreibung bei den untersuchten gedrungenen Querschnitten günstig für das Nichtauftreten von Abplatzungen waren.

Liegt eine in Körpermitte aus mehreren Bewehrungsstäben oder Spanngliedern angeordnete dichte Bewehrung vor, dann wirken sich die in Abschnitt 3.2.3. nachgewiesenen Rißflächenbildungen in der Symmetrieachse der Stege infolge Zwängungsspannungen ungünstig auf Abplatzungen aus. Aufgrund der Versuche nach [4] und den rechnerischen Ermittlungen nach Bild 25 - 26 ergibt sich für solche Fälle eine ähnliche wie in Bild 41 dargestellte Grenzlinie, die jedoch nach rechts verschoben ist.

5. Maßnahmen zur Verminderung oder Verhinderung von Abplatzungen

5.1. Allgemeines

Wie aus den Abschnitten 2. bis 4. hervorgeht, sind Abplatzungen bei Brandbeanspruchung sehr ernst zu nehmende Vorgänge, die zur frühzeitigen - unter Umständen plötzlichen - Zerstörung ganzer Betonbauteile führen können. Auf-

grund der Kenntnis der Ursachen von Abplatzungen ist es nun möglich, Maßnahmen zur Verminderung oder Verhinderung von Abplatzungen zu ergreifen:

1. Maßnahmen zur Verminderung von Abplatzungen:

- 1.1. Günstige Wahl von Querschnitts-Form und -Abmessungen, Beachtung maximal zulässiger Druckspannungen σ_o in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen, ausreichende Betondeckungen, günstige Bewehrungsführung usw., so daß Eigen- und Zwängungsspannungen sowie Zugspannungen σ_f infolge Wasserdampfströmung bei Erwärmung mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht zu z e r s t ö r e n d e n Abplatzungen führen; Oberflächen-Abplatzungen bleiben hinsichtlich Häufigkeit und Umfang begrenzt.
- 1.2. Teilweise Verkleidung des Betons zum Schutz besonders gefährdeter Querschnittsteile, so daß z e r s t ö r e n d e Abplatzungen ebenfalls vermieden werden.

2. Maßnahmen zur Verhinderung von Abplatzungen:

- 2.1. Völlige Verkleidung des Betons, so daß der Beton während der Brandbeanspruchung
 - a) langsam erwärmt wird und dadurch
 - b) langsam austrocknet.Bei Punkt a) werden Eigen- und Zwängungsspannungen im interessierenden Zeitraum klein gehalten, bei Punkt b) wird das Auftreten unerwünscht hoher Zugspannungen σ_f verhindert.
- 2.2. Austrocknung des Betons, möglichst auf mittlere Feuchtigkeitsgehalte $f \ll 2$ Gew.-%, so daß nur sehr kleine Zugspannungen σ_f infolge Wasserdampfströmung bei Brandbeanspruchung entstehen.
- 2.3. Herstellung von Beton, der eine wesentlich höhere Zugfestigkeit als der zur Zeit gebräuchliche Normalbeton besitzt, so daß die Zugspannungen σ_f aufgenommen werden und die Rißflächenbildung infolge Eigen- und Zwängungsspannungen reduziert wird.

Da die Möglichkeit 2.2. im allgemeinen nicht realisiert werden kann und da Betone sehr hoher Zugfestigkeit gemäß Punkt 2.3. noch nicht allgemein gebräuchlich sind, stehen der Praxis zur Zeit nur die Maßnahmen nach Punkt 1.1. bis 2.1. zur Verfügung. Diese drei Möglichkeiten lassen sich jedoch alle gut verwirklichen.

Besondere Bedeutung besitzen die Maßnahmen nach Punkt 1.1., da hier wirtschaftlich günstige Lösungen möglich und keine teureren Zusatzmaßnahmen erforderlich sind. In diesem Falle müssen Abplatzungen in begrenztem Umfang hingenommen werden. Dies erfordert bei Sanierungsarbeiten unter Umständen höhere Kosten als bei Verhinderung von Abplatzungen. Die Kosten für die Konstruktion bleiben bei der ersten Erstellung jedoch im wirtschaftlichen Bereich. Die Maßnahmen nach Punkt 1.1. sollten daher möglichst immer durchgeführt werden. Um wirtschaftlich zu konstruieren, können aber auch noch die Maßnahmen nach Punkt 1.2. von Interesse sein.

Wird Beton aus architektonischen oder sonstigen Gründen ohnehin verkleidet, dann sollte eine Konstruktion nur nach statischen und nicht nach brandschutztechnischen Gesichtspunkten errichtet werden. Die Verkleidung kann dann leicht so gewählt werden, daß sie brandschutztechnisch günstig ist und Abplatzungen verhindert. Auf diese Weise erhält man für die Konstruktion selbst einen Objektschutz. Bei Sanierungsarbeiten brauchen im allgemeinen dann nur die Verkleidungen erneuert zu werden.

Welche Maßnahmen von Fall zu Fall gewählt werden sollten, hängt von den jeweils vorliegenden Interessen und Umständen ab.

Unter Berücksichtigung der Erfahrungen nach Abschnitt 2. bis 4. sollen im folgenden nun die wichtigsten Konstruktionsprinzipien für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus Normalbeton für die genannten drei Schutzmöglichkeiten nach Punkt 1.1. bis 2.1. behandelt werden. Die in den folgenden Abschnitten aufgezählten Maßnahmen zur Verminderung oder Verhinderung von Abplatzungen gelten für alle Brände gemäß Bild 3; d.h. es werden Temperaturzeitkurven \geq der Einheitstemperaturkurve in den gezeigten Grenzen erfaßt. Die Werte über Mindestabmessungen, Betondeckungen usw. werden dabei den für bestimmte Feuerwiderstandszeiten vorgeschlagenen Mindestwerten von

1. Kordina [3] und der FIP-Kommission "Feuer" [85] sowie den Werten der
 2. CEB-FIP-Dispositions Constructives [86] und den in den
 3. CEB-FIP-Appendixes [87] veröffentlichten Werten
- gegenübergestellt.

5.2. Maßnahmen zur Verminderung von Abplatzungen - Teilschutz unverkleideter Betonbauteile

5.2.1. Betontechnologische Maßnahmen

1. Zuschlagstoffe: Sofern Betonzuschlagstoffe gemäß den einschlägigen Normen verwendet werden - siehe zum Beispiel DIN 4226, 1045, 1047 und 4227 - , sind hinsichtlich von Abplatzungen keine ungünstig wirkenden Einflüsse zu erwarten. Besonders ist jedoch darauf zu achten, daß die aufschlängbaren Bestandteile die vorgeschriebenen Höchstwerte nicht überschreiten, da viel aufschlängbare Bestandteile Abplatzungen begünstigen - besonders, wenn viel flache Zuschläge vorhanden sind.

Es sollte ferner darauf geachtet werden, daß nicht mehr als rd. 50 % beim Kornanteil > 8 mm aus abplatzgefährdeten Zuschlagstoffen (limonithaltige Sandsteine, Feuersteine) besteht und keine geschieferten Zuschlagstoffe verwendet werden.

2. Betonzusammensetzung: Sofern Betonzusammensetzungen gemäß den einschlägigen Normen verwendet werden, sind hinsichtlich von Abplatzungen keine ungünstig wirkenden Einflüsse zu erwarten. Da Betone mit feinen Zuschlagstoffen und Betone mit extrem hohem Zementgehalt stärker zum Abplatzen neigen als Betone mit Zuschlagstoffen normaler Zusammensetzung und normalem Zementgehalt, sollten stets die in den Normen gezeigten Grenzen eingehalten werden, siehe zum Beispiel DIN 1045 neu. Zuschlaggemische oberhalb der Sieblinien C und Zementgehalte > 500 kg/m³ sollten vermieden werden. Ein zu geringer Zementgehalt ist ebenfalls schädlich.

3. Betonzusätze: Die Zugabe von Betonzusätzen hat keinen Einfluß auf Abplatzungen, sofern die einschlägigen Bestimmungen beachtet werden. Es gibt zur Zeit keine Zusatzmittel oder -stoffe, die Abplatzungen verhindern oder reduzieren.

5.2.2. Statische Maßnahmen

Da sich statisch unbestimmte Systeme gemäß vorliegenden Erfahrungen besonders bei Deckenkonstruktionen hinsichtlich der Tragfähigkeit bei Brandbeanspruchung immer günstiger verhalten haben als statisch bestimmte Systeme,

kann wenigstens für den Bereich von Deckenkonstruktionen empfohlen werden, statisch unbestimmte Systeme zu verwenden.

So verhalten sich zum Beispiel durchlaufende Konstruktionen mit brand-schutztechnischer Bemessung der Bewehrung stets günstiger als $ql^2/8$ -Platten oder -Balken; vierseitig aufgelagerte Konstruktionen mit oder ohne Durchlaufwirkung sind ebenfalls günstiger als nur zweiseitig aufgelagerte Systeme.

Abplatzungen an solchen Konstruktionen sind meistens wesentlich ungefährlicher, da diese Systeme im Brand größere Tragreserven besitzen und die Freilegung einzelner Bewehrungsstäbe sich nicht so ungünstig auswirkt wie bei einfachen $ql^2/8$ -Konstruktionen.

5.2.3. Konstruktive Maßnahmen

1. Querschnittsform: Platten verhalten sich wegen des einseitigen Feuerangriffs hinsichtlich der Abplatzungen günstiger als Balken (Unterzüge, Pfetten, Binder usw.), die meist drei- oder vierseitig vom Feuer beansprucht werden. Es sollte daher angestrebt werden, wenig profilierte Konstruktionen zu verwenden.

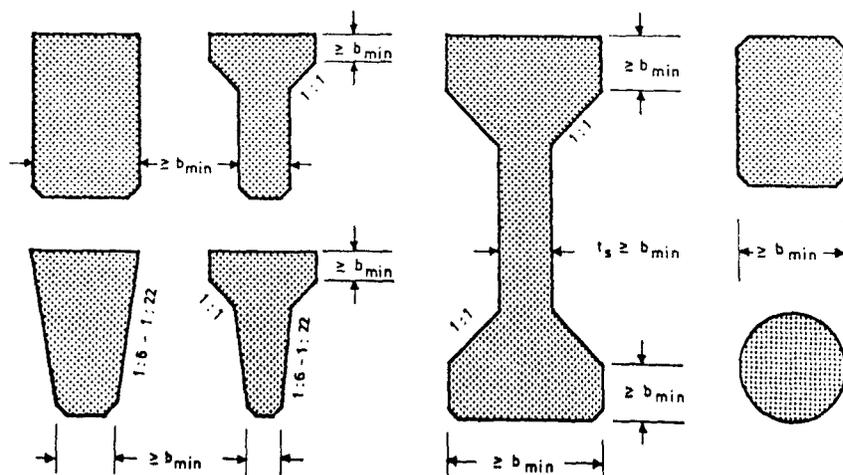


Bild 42
Günstige Bauteilformen zur Vermeidung von Abplatzungen

Da Ecken - insbesondere spitze Winkel - stark zu Abplatzungen neigen, sollten bei Balken möglichst abgerundete Ecken und stumpfe Winkel gemäß Bild 42 verwendet werden. Dasselbe gilt sinngemäß für Stützen.

Die in Bild 42 dargestellten Grundprinzipien stimmen - von Kleinigkeiten abgesehen - mit dem Typenprogramm "Skelettbau" der Fachvereinigung Betonfertigteilbau überein, siehe [88].

2. Abmessungen: Um zerstörende Abplatzungen zu vermeiden, müssen Decken,

Wände, Balken und Stützen bestimmte Mindest-Abmessungen besitzen. Aufgrund der Erfahrungen nach Abschnitt 2. bis 4. wird vorgeschlagen, wenigstens die in den Tafeln 8 a bis 11 a zusammengestellten Werte einzuhalten.

2.1. Abmessungen von Decken: Deckenplatten sollten wenigstens die in Tafel 8 a angegebenen Mindest-Dicken besitzen.

T a f e l 8 a

Mindest-Dicken von Platten zur Vermeidung zerstörender Abplatzungen

Beanspruchung der Plattenunterseite (Feuerseite)	Mindest-Dicke d [cm] bei	
	normalen Räumen $f \leq 4$ Gew.-%	feuchten Räumen $f > 4$ Gew.-%
Zug oder Biegezug	6	8
Druck oder Biegedruck	8	10

Wird ein Aufbeton oder Estrich aus nichtbrennbaren Baustoffen angeordnet, so kann die Plattendicke jeweils auf $d_{\min} = 6$ cm abgemindert werden, wenn die Gesamtdicke $d_{\text{Beton}} + d_{\text{Aufbeton}} \geq d$ nach Tafel 8 a ist. Diese Variante ermöglicht es zum Beispiel, Fertigteile wie π -Platten oder ähnliche Teile noch wirtschaftlich zu konstruieren.

Tafel 8 b enthält zum Vergleich die von Kordina und den CEB-FIP-Gremien vorgeschlagenen Werte.

T a f e l 8 b

Mindest-Dicken von Platten nach Kordina und den CEB-FIP-Richtwerten

	Feuerwiderstandsklasse					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Mindest-Dicke d [cm] nach [3] und [85 - 87]	6	8	10	12	15	17,5

Der Vergleich beider Tafeln zeigt, daß die für F 30 - F 60 zur Diskussion gestellten Werte bei auf Druck beanspruchtem und bei sehr feuchtem Beton auf der unsicheren Seite liegen. Vergleicht man die vorgeschlagenen Werte mit den in den Tafeln 1 - 2 zusammengestellten Erfahrungen, so muß festgestellt werden, daß unter ungünstigen Umständen - zum Beispiel bei Nichtbeachtung der Empfehlungen von Abschnitt 5.2.1. - selbst die Werte nach Tafel 8 a noch nicht ausreichen.

2.2. Abmessungen von Wänden: Wände sollten wenigstens die in Tafel 9 a angegebenen Mindest-Dicken besitzen. Tafel 9 b enthält zum Vergleich die von Kordina und den CEB-FIP-Gremien vorgeschlagenen Werte.

T a f e l 9
Mindest-Dicken b [cm] von Wänden

Wandart	a		b					
	Mindest-Dicke zur Vermeidung zerstörender Abplatzungen bei normalen Räumen		Mindest-Dicke nach Kordina und den CEB-FIP-Richtlinien [86 - 87]					
	f < 4 Gew-%	feuchten Räumen f > 4 Gew-%	für die Feuerwiderstandsklassen					
			F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
nicht-tragende Wände	8	10	6	8	10	12	15	17,5
tragende Wände	10	12	10	12	14	16	20	24

Ein Vergleich der Tafeln ergibt ähnliche Folgerungen wie bei den Mindest-Dicken von Deckenplatten.

2.3. Abmessungen von Balken: Balken (Unterzüge, Pfetten, Binder usw.) sollten in Abhängigkeit von der Druckspannungshöhe infolge Last oder Last + Vorspannung gemäß Bild 41 unter Berücksichtigung eines Sicherheitszuschlages von 1 cm die in Tafel 10 a zusammengestellten, von der Betonfestigkeitsklasse unabhängigen Mindest-Dicken besitzen. Aufgrund der Erfahrungen nach Abschnitt 2. bis 4. - insbesondere aufgrund der in Bild 41 ermittelten Grenze, die mit den Versuchswerten von [4] gut übereinstimmt - und wegen des gewählten Sicherheitszuschlages erfolgt hier keine Unterteilung mehr nach Betonfeuchtigkeitsgehalten.

T a f e l 10 a
Mindest-Dicken von Balken zur Vermeidung zerstörender Abplatzungen 1) 2)

Zeile	Beanspruchung		Mindest-Dicke b oder t _s [cm]
1	Auf Zug oder Biegezug beanspruchte Querschnittsteile		8
2	Auf Druck oder Biegedruck beanspruchte Querschnittsteile bei	$\sigma_d \leq 35$	9
3		$\sigma_d = 100$	11
4		$\sigma_d = 200$	14

- 1) Zwischenwerte dürfen gradlinig interpoliert werden.
- 2) Bei Anordnung von mehr als 3 Bewehrungsstäben oder Spanngliedern übereinander oder beim Einbetonieren dicker Transporteisen jeweils in der Symmetrieachse sind größere Dicken erforderlich, siehe Text.

Wird die Bewehrung eines Balkens in der Symmetrieachse konzentriert und werden dabei mehr als drei Bewehrungsstäbe oder Spannglieder übereinander angeordnet, dann sollten die in Tafel 10 a angegebenen Mindest-Dicken um den 2-fachen Wert der Bewehrungsstabdurchmesser vergrößert (verbreitert) werden. Mit dieser Maßnahme wird gemäß den Erfahrungen von Bild 25 - 26 und [4] erreicht, daß die Rißflächenbildung in der Symmetrieachse solcher Balken nicht zu zerstörenden Abplatzungen führt.

Tafel 10 b enthält zum Vergleich zu Tafel 10 a die von Kordina und den CEB-FIP-Gremien vorgeschlagenen Werte, die wie bei den Tafeln 8 b und 9 b ohne Kenntnis der in Abschnitt 2.-4. geschilderten Ergebnisse nur aufgrund von Erwärmungsdiagrammen ermittelt wurden.

T a f e l 10 b

Mindest-Dicken von Balken nach Kordina und den CEB-FIP-Richtwerten

Beanspruchung	Bauteil-Dicke 1)	Einschränkungen	Mindest-Dicke b oder t_S [cm] 1) für die Feuerwiderstandsklassen					
			F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Zug oder Biegezug	b	$T_{St\ krit} > 400^\circ C$	8	12	15	20	24	28
		350 - 400 $^\circ C$	12	16	19	24	28	32
	t_S	-	8	10	10	12	14	16
Druck oder Biegedruck	b oder	$\sigma_d / \text{zul } \sigma_d \leq$	8	12	15	20	24	28
	t_S	$\sigma_d / \text{zul } \sigma_d \leq$	0,30	0,65	0,91	1,0	1,0	1,0
Durchlaufende oder dehnungs- behinderte Bauteile	b oder	besondere Bewehrungsan- ordnung 2)	8	8	8	12	20	24
	t_S							

1) mit b ist hier immer nur die untere Balkenbreite gemeint

2) Die Einschränkungen für Druck und Biegedruck sind ebenfalls zu beachten

Die nach Tafel 10 b für den Druck- oder Biegedruckbereich für die Feuerwiderstandsklassen F 30 - F 90 empfohlenen Werte sowie die nach Tafel 10 a vom Verfasser vorgeschlagenen Mindest-Dicken und die nach Bild 41 und [4] gefundene Grenzlinie zwischen zerstörenden und nicht zerstörenden Abplatzungen sind zum besseren Vergleich in Bild 43 graphisch dargestellt.

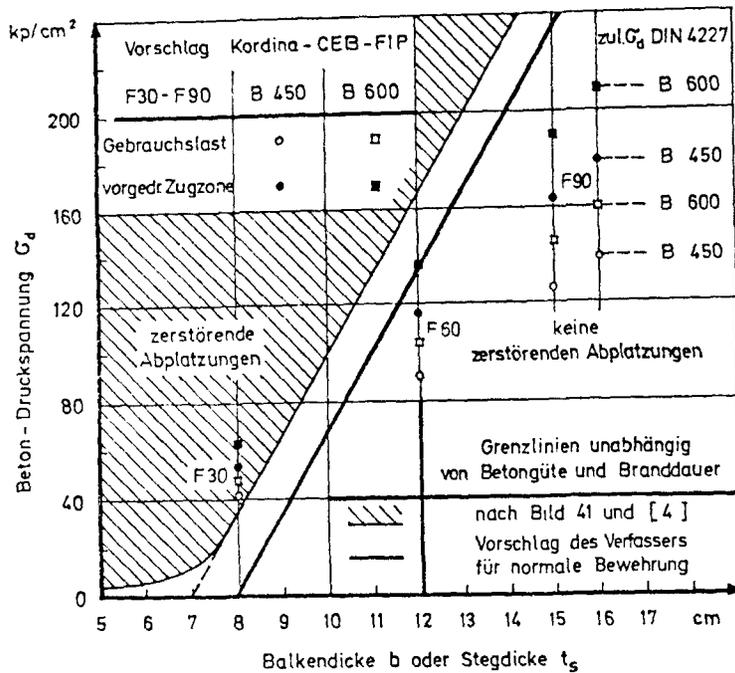


Bild 43

Vergleich der vorgeschlagenen Mindestdicken b oder t_s nach Tafel 10 a mit den nach Tafel 10 b empfohlenen Werten im Druck- oder Biegedruckbereich für die Feuerwiderstandsklassen F 30 - F 90

Der Vergleich aller hier zur Diskussion gestellten Werte zeigt u.a., daß hinsichtlich zerstörender Abplatzungen nur die für F 30 von Kordina und den CEB-FIP-Gremien vorgeschlagenen Werte auf der unsicheren - die Mehrzahl der von diesen Autoren empfohlenen Werte aber auf der sicheren Seite liegen.

Vergleicht man die vom Verfasser vorgeschlagenen Mindest-Dicken mit den Abmessungen, wie sie zum Teil in der Praxis üblich sind, dann kann bestätigt werden, daß hinsichtlich zerstörender Abplatzungen in erster Linie die Rippen T-förmiger Spannbeton-Pfetten und in zweiter Linie dünne Querschnittsteile von I-förmigen Spannbeton-Bindern gefährdet sind. Besonders ungünstig können zum Beispiel Bereiche der vorgedrückten Zugzone, d.h. Auflagerbereiche, sein. Zerstörende Abplatzungen können hier zum Beispiel vermieden werden, wenn man

- a) die betroffenen Bereiche gemäß Tafel 10 a bemißt (Auflagerverbreiterung) oder
- b) durch Umhüllungen einzelner Spanndrähte beim sofortigen Verbund - zum Beispiel durch Kunststoff-Ummantelungen - dafür sorgt, daß einzelne Drähte nicht mitwirken und dadurch hohe Druckspannungen abgebaut werden.

Vergleicht man die in Tafel 10 a vorgeschlagenen Mindestwerte zur Vermeidung zerstörender Abplatzungen ferner mit den für das Typenprogramm für Skelettbauten vorgeschlagenen Werten [88], so ist festzustellen, daß auch hier noch eine Abstimmung der Mindestdicken notwendig wäre.

2.4. Abmessungen von Stützen: Stützen sind wegen der größeren Abmessungen im Gegensatz zu Balken nicht so stark gefährdet, siehe Tafel 11 (a-b). Da Stützen meistens der Feuerwiderstandsklasse F 90 angehören müssen, besteht überhaupt keine Gefahr für zerstörende Abplatzungen, wenn die erforderlichen Minstdicken sowie auch die im folgenden Abschnitt aufgezählten Bewehrungsvorschläge beachtet werden.

T a f e l 11
Mindest-Dicken b [cm] von Stützen gemäß Bild 42
bei allseitiger Feuerbeanspruchung

a		b					
Mindest-Dicke zur Vermeidung zerstörender Abplatzungen bei normalen Räumen feuchten Räumen		Mindest-Dicke nach Kordina und den CEB-FIP-Richtlinien [86 - 87] für die Feuerwiderstandsklassen					
f < 4 Gew.-%	f > 4 Gew.-%	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
15	20	15	20	24	30	36	40

3. Betondeckung der Bewehrung: Die in der Praxis notwendigen Betondeckungen werden durch folgende Einflüsse bestimmt:

1. Erforderliche Überdeckung \ddot{u} (bezogen auf die Oberfläche) aus Gründen eines ausreichenden Korrosionsschutzes und
2. erforderliche Deckung u (bezogen auf die Stabachse) aus Gründen der Erwärmung bei Brandbeanspruchung, um $T_{St} < T_{St\ krit}$ zu halten, siehe [3] und [85 - 87]. Diesen beiden unterschiedlichen Deckungen muß
3. die erforderliche Deckung zur Verhinderung von Abplatzungen gegenübergestellt werden.

Wie aus Abschnitt 3.2.3. - insbesondere aus Bild 26 - bekannt ist, treten die kritischen Zugspannungen σ_t bei Brandbeanspruchung umso später auf, je dicker ein Bauteil ist und je höher die Betondeckung gewählt wird. Um die kritischen Spannungen σ_t erst dann auftreten zu lassen, wenn die kritischen Spannungen σ_f infolge Wasserdampfströmung und σ_d infolge Temperatur-Eigen-spannungen schon wieder weitgehend abgebaut sind, sollte die Betonüberdeckung \ddot{u} aller Bewehrungsstäbe möglichst groß gehalten werden. Es wird vorge-schlagen, möglichst die in Tafel 12 zusammengestellten Mindestwerte einzuhalten.

T a f e l 12
Mindest-Betonüberdeckungen zur Vermeidung zerstörender Abplatzungen

	normale Räume (f < 4 Gew.-%)	feuchte Räume (f > 4 Gew.-%)
\ddot{u} [cm]	2	3

Der Wert von $\bar{u} = 2 \text{ cm}$ ist bei Spannbetonbauteilen mit dem Einföhrungserlaß zu DIN 4102, Ausgabe 1970, bereits als Mindestmaß für die Spannbewehrung vorgeschrieben. Er entspricht auch der CEB-FIP-Empfehlung [87].

Vergleicht man unter Berücksichtigung der Bewehrungsdurchmesser diese Mindest-Überdeckungen \bar{u} mit den erwärmungstechnisch notwendigen Betondeckungen (Achsabständen) u nach [3] und [85 - 87], so ist festzustellen, daß u_{erf} bei Balken und Stützen meistens größer als \bar{u}_{min} nach Tafel 12 ist; bei Decken und Wänden der niedrigen Feuerwiderstandsklassen ist u_{erf} dagegen meistens kleiner als \bar{u}_{min} . Eine Änderung und Angleichung an die Empfehlungen nach Tafel 12 sollte diskutiert werden.

4. Bewehrungsanordnung: Wegen der in Abschnitt 3.2.3. gezeigten Zusammenhänge sollten die Abstände aller Bewehrungsstäbe möglichst groß gewählt werden. Als Mindestmaß zwischen den Staboberflchen sollte wenigstens $a = 3 \varnothing$ eingehalten werden; Bgel sollten untereinander wenigstens 10 cm Abstand besitzen, siehe Bild 44 a.

Je kleiner die Stabdurchmesser gewählt werden, desto weniger kommt es zu "Unstetigkeitsstellen" und zur Rißflächenbildung bei Brandbeanspruchung.

Können die vorstehenden Empfehlungen zum Beispiel bei der Bewehrung von Balken nicht eingehalten werden und besteht die Gefahr, daß die Betondeckung durch Rißflächenbildung frühzeitig abplatzt oder zu einem späteren Zeitpunkt abfällt, so muß die Betondeckung hiergegen durch eine weitmaschige konstruktive Bewehrung gemäß Bild 44 b gesichert werden.

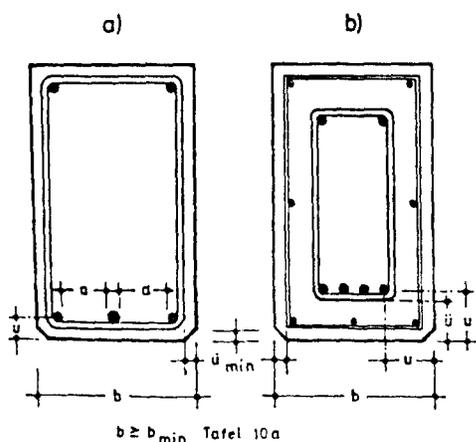
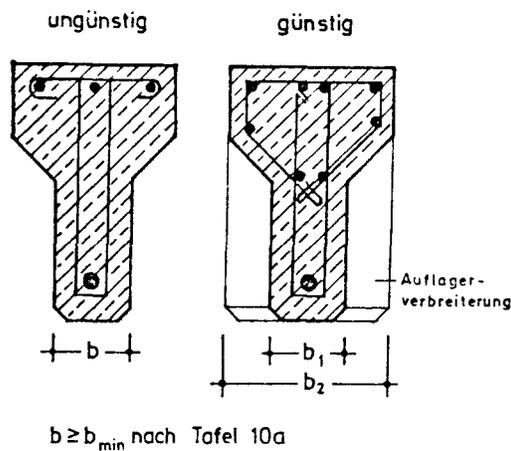


Bild 44

Bewehrungsanordnungen bei Balken

Da sich die in Bild 8 bei der Anordnung einer Transportbewehrung in der Symmetrieachse eines dünnen Steges gezeigten Abplatzungen sehr schnell zu zerstörenden Abplatzungen ausweiten können, sollten entweder die in Tafel 10 a vorgeschlagenen Mindest-Bauteildicken eingehalten oder es sollten an-

stelle der in Bild 8 gezeigten Transportbewehrung andere Möglichkeiten - zum Beispiel Stahlseilösen mit Ankerhülsen, Aussparungen für das Durchstecken von Transporteisen usw. - gewählt werden.



Da in Versuchen [4] gezeigt werden konnte, daß Eck-Abplatzungen am größten sind, wenn keine Eck-Bewehrung vorhanden ist, ist es notwendig, Balken- und Stützen-Ecken sowie Konsolen usw. besonders zu halten, siehe Bild 45.

Bild 45

Bewehrung von Ecken, Konsolen usw.

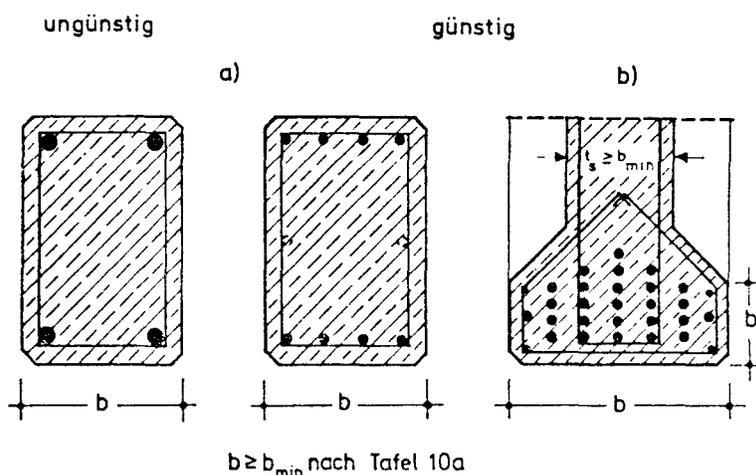


Bild 46

Brandschutztechnisch günstige Bewehrungsanordnungen

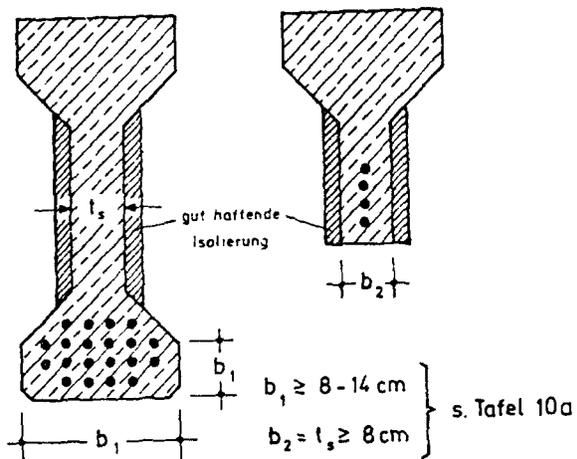
Da Ecken schneller erwärmt werden als ebene Flächen, sollten die wichtigsten Tragstäbe nicht nur in den Ecken angeordnet werden, siehe Bild 46 a. Sofern es möglich ist, sollten in den Ecken nur konstruktive Bewehrungsstäbe verlegt werden, siehe zum Beispiel Spannbeton-Binderuntergurt in Bild 46 b.

Im Fertigteilbau ist ferner darauf zu achten, daß Pfetten, Binder usw. auf Auflagern ausreichend tief aufliegen und gegen Abrutschen - zum Beispiel bei Temperaturdehnungen oder -verformungen - verankert sind.

5.3. Maßnahmen zur Verminderung von Abplatzungen - Schutz durch teilweise Verkleidung des Betons

Können die im vorstehenden Abschnitt 5.2. empfohlenen Maßnahmen zur Verminderung von Abplatzungen an unverkleideten Betonbauteilen zum Beispiel

aus wirtschaftlichen Gründen nicht eingehalten werden, so muß überprüft werden, ob eine teilweise Verkleidung des Betons möglich ist. Hierfür bieten sich insbesondere Balkenquerschnitte nach Bild 47 an. Wählt man eine gut



haftende und ausreichend isolierende Verkleidung, dann werden die Temperaturen in den gefährdeten Querschnittsteilen klein gehalten und die Feuchtigkeit kann bei langsamer Erwärmung langsam entweichen. Unter diesen Voraussetzungen können

Bild 47

Teilweise verkleidete Balken

die geschützten Teile im Minimum 8 cm dick gewählt werden, für die ungeschützten Teile gilt weiter Tafel 10 a, siehe Bild 47. Die Stegdicken im verkleideten Bereich können theoretisch noch kleiner gewählt werden, wenn nachgewiesen wird, daß der erwärmte Querschnitt die ihm zgedachten Kräfte noch aufnimmt.

Um wirtschaftlich zu konstruieren, besteht auch die Möglichkeit, nur Teilbereiche eines Bauteils - zum Beispiel den Steg von T-Pfetten nur im Auflagerbereich - zu schützen.

Welche Isolierung in welcher Dicke und bei welcher Befestigung verwendet werden darf, muß jeweils durch Versuche oder Erfahrungen ermittelt werden. Besondere Bedeutung besitzt die Befestigung oder Haftung, da die beste Isolierung nichts nützt, wenn sie frühzeitig abfällt. Als ausreichend gut haben sich unter anderem folgende Isolierungen erwiesen:

1. Putze ohne Putzträger

1.1. Die Betonfläche ist uneben und rauh - wie zum Beispiel bei Bretterschalung - aber sauber; sie erhält einen Spritzbewurf aus scharfem Zermörtel als Haftgrund. Kann die Haftung hierdurch nicht garantiert werden, so ist der Putz zu bewehren, wobei die Bewehrung am Beton ausreichend befestigt werden muß. Als Putzbewehrung kann Maschendraht nach DIN 1200 mit 10 bis 12 mm Maschenweite verwendet werden, siehe auch DIN 4102 Blatt 4, Ausgabe 1970, Abschnitt 5.4.2.1..

Bei Putzdicken $\geq 1,5$ cm eignen sich unter anderem:

1. Alle Putze nach DIN 18 550. sofern sie sorgfältig gemäß den Putzvorschriften aufgetragen werden. Da die Glättschicht, Teile des Oberputzes und in ungünstigen Fällen auch noch Teile des Unterputzes wie beim Beton abplatzen können, kann die isolierende Wirkung des Putzes nur teilweise in Rechnung gestellt werden. 1,5 cm Kalk-Zement-Putz entsprechen in der Isolierwirkung etwa 1,0 cm Beton.

2. Alle Putze mit Vermiculite oder Perlite als Zuschlagstoff. Hier entsprechen 0,4 cm Putzdicke in der Isolierwirkung etwa 1,0 cm Beton.

3. Putze mit Asbestfasern mit ähnlicher Isolierwirkung wie Vermiculite- oder Perliteputze.

1.2. Die Betonfläche ist eben und glatt wie zum Beispiel bei Stahl- oder Betoplan-Schalung. Die unter Punkt 1.1. genannten Putze eignen sich hier nicht mehr. Sie fallen meist großflächig in den ersten Minuten einer Brandbeanspruchung ab. Als gut haben sich hier nur folgende Spezialputze erwiesen, die auch nur durch geschulte Facharbeiter aufgebracht werden können:

1. Spezial-Haftputze auf Gips-Perlite-Basis, wie sie auch in [13] beschrieben sind. Diese in der Fabrik sorgfältig hergestellten Putze kommen in Säcken in fertiger Mischung auf die Baustelle und erreichen die gewünschte Haftung unter anderem durch besondere Zusammensetzung, besondere Zusätze (Haftvermittler) und besondere Putzweise, siehe auch [89].

Um Abplatzungen zu vermeiden, sollte die Putzdicke hier nicht kleiner als 1 cm gewählt werden.

2. Spezial-Haftputze auf Vermiculite-Kalk-Zement-Basis, die unter Zugabe von Haftvermittlern maschinell als Spritzputz aufgetragen werden, siehe [13]. Solche Putze werden auch zur Ummantelung von Stahlprofilen verwendet, siehe [90].

3. Spezial-Haftputze auf Asbest-Mineralfaser-Zement-Basis, die ebenfalls unter Zugabe von Haftvermittlern maschinell als Spritzputze aufgetragen werden.

Die Putzdicke bei den beiden zuletzt genannten Putzen sollte in keinem

Fall kleiner als 1 cm gewählt werden. Putzen darf im übrigen nur der, der auch gültige Zeugnisse über die Eignung - insbesondere die Haftungsvorlegen kann.

2. Putze mit Putzträgern

Kommen Putzträger wie Streckmetall, Rippenstreckmetall, Drahtgewebe, Ziegeldrahtgewebe usw. zum Einsatz, so können alle unter Punkt 1. aufgezählten Putze verwendet werden. Die nichtbrennbaren Putzträger müssen jeweils am Beton gut verankert sein.

3. Platten-Verkleidungen, Vorsatzschalen

Für die Haftung oder Befestigung gelten hier die schon aufgezählten Grundsätze sinngemäß. Es haben sich unter anderem als günstig erwiesen:

1. Aufgeklebte Vermiculite-Platten entsprechend [13] und [90], wobei der auf Wasserglasbasis aufgebaute Kleber sorgfältig, vollflächig und ausreichend dick aufgetragen werden muß.
2. Aufgeklebte oder auf Schienen befestigte Gipskartonplatten GKF nach DIN 18 180 oder Gipsplatten nach DIN 18 163. Da Gips bei Temperaturbeanspruchung entwässert wird und beim Gipskarton die Kartonschichten veraschen, was in Abhängigkeit von der Dicke beides zum Abfallen der Verkleidung führt, muß die Ummantelungsdicke so gewählt werden, daß am Ende der Branddauer immer noch eine nicht entwässerte Restdicke vorhanden ist. Fällt die Verkleidung frühzeitig ab und ist der noch feuchte Beton erst wenig erwärmt, so kann es unmittelbar nach dem Abfallen zu starken Abplatzungen kommen, siehe Abschnitt 2. und [13].
3. Auf Unterkonstruktion befestigte Spezial-Asbest-Silikat-Platten. Die Verkleidungsart muß jeweils von Fall zu Fall festgelegt werden.

Als nicht geeignet haben sich bisher dämmschichtbildende Anstriche erwiesen - siehe [4], wie sie im Stahlbau verwendet werden, um einen Stahlträger oder eine -stütze feuerhemmend (F 30) zu machen. Es wäre für die Industrie sicherlich lohnend, Anstriche - zum Beispiel auf Asbest-Silikat-Basis - zu entwickeln, die bei Brandbeanspruchung aufschäumen, am Beton haften bleiben und auch bei höheren Temperaturen weder zerfallen noch abfallen.

5.4. Maßnahmen zur Verhinderung von Abplatzungen - Vollständige Verkleidung (Objektschutz) des Betons

Soll der Beton ganz verkleidet werden, so können Abplatzungen vollständig verhindert werden, wenn die Verkleidung ausreichend dick gewählt und richtig befestigt wird. Ein frühzeitiges oder auch späteres plötzliches Abfallen der Verkleidung muß - wie schon erwähnt - ausgeschlossen werden.

Als Verkleidungen können alle in Abschnitt 5.3. aufgezählten Isolierungen verwendet werden. Zum Schutz von Deckenkonstruktionen sind auch Unterdecken, die während der Brandbeanspruchung als Einheit bestehen bleiben und nicht abfallen, geeignet, siehe unter anderem [91]. Als Wand-Verkleidung eignen sich besonders gut Vorsatzschalen, unter anderem aus

1. Gipsplatten nach DIN 18 163 sowie genügend dicke, in mehreren Schichten montierte Gipskartonplattenschalen nach DIN 18 180,
2. Gasbeton-Steinen oder -Platten, siehe [1] und [92] sowie
3. Bimsbeton-Steinen oder -Platten, siehe [1].

Die Temperaturen auf der dem Feuer abgekehrten Seite (\surd Oberflächentemperaturen des zu schützenden Betons) können nach den Erfahrungen von [1] und [92] nach 90 oder 180 Minuten Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperaturkurve je nach Baustoffwahl und Dicke der Vorsatzschale sehr niedrig liegen. Tafel 13 zeigt für die genannten Stoffe einige Beispiele.

T a f e l 13

Temperaturen auf der dem Feuer abgekehrten Seite
von Vorsatzschalen (Verkleidungen)

Dicke der Vorsatzschale cm	Baustoff der Vorsatzschale	Temperaturen auf der dem Feuer abgekehrten Seite in °C nach	
		90 min	180 min
5	Gips	80 - 100	> 250
	Gasbeton	140 - 210	> 250
	Bimsbeton	150 - 250	> 250
10	Gips	\leq 50	\leq 60
	Gasbeton	60 - 100	130 - 170
	Bimsbeton	60 - 110	140 - 180

Wie aus dieser Tafel ersichtlich ist, eignen sich die aufgezählten Vorsatzschalen in den angegebenen Dicken und Grenzen, um hinsichtlich der Betonkonstruktion einen absoluten Objektschutz zu erreichen. Wie konstruktive Details beim Anbringen der Verkleidungen auszuführen sind, muß jedoch von Fall zu Fall geprüft werden.

Werden die in diesem Abschnitt zusammengestellten Schutzmaßnahmen verwirklicht, brauchen die in Abschnitt 5.2. geforderten Mindest-Abmessungen, -Betondeckungen usw. sowie die Vorschläge für eine günstige, Abplatzungen vermeidende Bewehrungsführung nicht eingehalten zu werden. Es genügt, wenn die Abmessungen usw. nur nach statischen Gesichtspunkten unter Beachtung der maßgebenden Normen gewählt werden.

6. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde versucht, einen Überblick über Ursachen und Verhinderungsmaßnahmen von explosionsartigen Abplatzungen an Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung zu geben.

Die Zusammenstellung von Brand- und Versuchserfahrungen ergab bei allen Erscheinungsformen von Abplatzungen im wesentlichen folgende Entstehungsursachen:

1. Abplatzungen infolge Wasserdampfströmung bei der Erwärmung feuchten Betons, die
2. durch folgende Temperaturspannungen beeinflusst werden:
 - 2.1. Eigenspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen bei ungleichmäßiger Temperaturverteilung über einen Querschnitt.
 - 2.2. Zwängungsspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen zwischen Beton und Bewehrungsstäben.
3. Abplatzungen infolge des mineralogischen Aufbaues von Zuschlagstoffen.

Die Untersuchung aller Entstehungsursachen und Einflußgrößen ergab unter anderem folgende Schlußfolgerungen:

1. Die wichtigste Ursache für explosionsartige Abplatzungen sind Zugspannungen, die beim Ausströmen von Wasserdampf durch Reibung an den Porenwandungen im temperaturbeanspruchten Beton entstehen. Ohne ausströmenden Wasserdampf gibt es keine Abplatzungen.
2. Die zweitwichtigste Ursache für Abplatzungen sind Temperatur-Eigen- und -Zwängungsspannungen, die im Brandfall immer entstehen. Die damit im Zusammenhang stehende plötzliche Bildung von Rißflächen beeinflusst das Auftreten von Abplatzungen wesentlich. Diese Spannungen und Rißflächenbildungen allein sind im Normalfall jedoch nicht in der Lage, Abplatzungen zu erzeugen.
3. Abplatzungen infolge des mineralogischen Aufbaues von Zuschlagstoffen spielen in der Regel eine untergeordnete Rolle.
4. Physikalische und chemische Veränderungen bei den Zuschlagstoffen und beim Zementstein führen bei Brandbeanspruchung immer zu einer Zermürbung des Betons. Die so entstehenden Gefügelockerungen treten unabhängig von Abplatzungen auf.

Durch theoretische Ansätze wurden jeweils Gleichungen entwickelt, die es gestatten, die aufgezählten Spannungen in Abhängigkeit von verschiedenen Temperatur-Zeit-Beanspruchungen abzuschätzen. Es wurden unter anderem folgende Parameter untersucht: Beton-Feuchtigkeitsgehalt, -Festigkeitsklasse (E-Modul), -Tiefe und Dicke, Einfluß von zusätzlichen Druckspannungen zum Beispiel infolge Last oder Vorspannung sowie das Zusammenwirken zwischen Beton und Bewehrung. Durch Rechnung ergab sich in Übereinstimmung mit den zusammengestellten Brand- und Versuchserfahrungen, daß

Abplatzungen durch Versagen des Betons nahe der Bauteiloberfläche in einer Tiefe von rd. 1 bis 2,5 cm meistens bei mehrachsiger Zugbeanspruchung entstehen,

Abplatzungen im allgemeinen nur dann auftreten, wenn mehrere ungünstige Faktoren gleichzeitig vorliegen, und

immer wiederkehrende Abplatzungen sowie auch einmalige Abplatzungen zum Bauteilversagen - d.h. zum Verlust von Tragfähigkeit und/oder Raumabschluß - führen können.

Anhand von Beispielen werden Ursachen und Zusammenhänge erläutert.

Aufgrund der Kenntnis der Abplatzursachen ist es möglich, Maßnahmen zur Verminderung oder Verhinderung von Abplatzungen zu ergreifen. Es werden verschiedene Verminderungs- und Verhinderungsmaßnahmen vorgeschlagen und diskutiert. Für die Praxis wird empfohlen, bestimmte Mindest-Abmessungen, -Betondeckungen usw. einzuhalten oder eine gut haftende und isolierende Verkleidung anzubringen. Die Mindest-Abmessungen zur Verhinderung zerstörender Abplatzungen werden den von Kordina und den CEB-FIP-Gremien vorgeschlagenen Abmessungen zur Erzielung einer bestimmten Feuerwiderstandsdauer gegenübergestellt.

Lebenlauf

In Berlin am 8. März 1934 geboren, siedelte ich 1938 mit meinen Eltern nach Wolfenbüttel über, wo mein Vater als Architekt die Stellung eines Oberbauleiters beim Wohnungsbau der damals geplanten Hermann-Göring-Stadt angenommen hatte. Nach vier Jahren Grundschule besuchte ich dort die Oberschule.

1946 zogen meine Eltern nach Hamburg, wohin mein Vater einer Berufung als Oberbaudirektor der Hansestadt gefolgt war. Dort besuchte ich die Heinrich-Hertz-Schule, eine wissenschaftliche Oberschule, von der ich im Februar 1953 mit dem Reifezeugnis abging.

Nach der Übersiedlung nach Braunschweig, wo mein Vater inzwischen als Städtischer Oberbaurat tätig war, trat ich am 1.4.1953 eine Lehrstelle als Zimmerer bei der Holzbaufirma Wilhelm Goes in Salzgitter-Thiede an. Bereits nach einem Lehrjahr konnte ich meine Gesellenprüfung mit "sehr gut" ablegen. Bis zum Beginn des Studiums arbeitete ich als Zimmermann, Einschaler und Betonarbeiter in Braunschweig, Lüdenscheidt und Buchholz bei Hamburg.

Vom 25.10.1954 bis zum 26.5.1959 studierte ich an der T.U. Braunschweig Bauingenieurwesen. Das Vorexamen (1955/1956) sowie das Hauptexamen (1959) mit dem Hauptfach konstruktiver Ingenieurbau bestand ich mit "gut". Mit Beginn des 6. Semesters gehörte ich zur Studienstiftung des Deutschen Volkes. In den Semesterferien war ich als Hilfsbauführer und Techniker in einer Beton- und Stahlbetonbaufirma tätig.

Vom 1.7.1959 bis 31.12.1961 arbeitete ich als Diplom-Ingenieur im Laboratorium der Westfälischen Zementindustrie in Beckum als wissenschaftlicher Mitarbeiter und beratender Ingenieur.

Am 1.1.1962 wurde ich freier wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Herrn Professor Dr.-Ing. Karl Kordina, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig. Am 1.1.1963 wurde ich Leiter der Feuertechnischen Versuchsabteilung dieses Instituts. Im Dezember 1966 wurde ich zum Regierungsrat unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit ernannt. Seit dem 1.3.1971 bin ich Oberregierungsrat und leite nach wie vor die Abteilung Feuerschutz. Durch Prüf- und Forschungstätigkeit bin ich Mitglied in verschiedenen Normen- und Sachverständigen-Ausschüssen.

Ich lebe mit meiner Frau - verheiratet seit 1960 - und zwei Kindern in Braunschweig.