

| | |
|---------------------|---|
| Zeitschrift: | Schweizerische Bauzeitung |
| Herausgeber: | Verlags-AG der akademischen technischen Vereine |
| Band: | 66 (1948) |
| Heft: | 9 |
| Artikel: | Die Beziehungen der statischen und dynamischen Festigkeitswerte |
| Autor: | Brandenberger, H. |
| DOI: | https://doi.org/10.5169/seals-56678 |

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 03.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

zum Stillstand gekommen war, wurde, um dieser Bewegung entgegenzuwirken, auf der Innenseite eine nicht auf dem Baugrund aufliegende, 1,3 m lange Konsole über das alte Fundament hinaus vorgebaut. Sie konnte nicht im allgemeinen Fundament verankert werden, sondern wurde verbunden mit einem Stück Mauer, das auf der Innenseite der bestehenden Stützmauer anliegt und der Konsole das Gleichgewicht hält (Bild 9). Für diese Lösung ergeben sich Bodenpressungen von 2,7 kg/cm² aussen und 2,4 innen. Ein weiteres Kippen

dürfte somit nicht mehr stattfinden. Dagegen ist eine künftige, geringe, vertikale Setzung möglich, die ohne schwerwiegende Folgen sein wird.

Eine Anzahl weiterer Massnahmen, wie das Ersetzen der stark beschädigten Stützen des Kohlenbunkers durch eine Konsole (Bild 9), lokale Ausbesserungen der Stützmauern und der Binderfüsse, eine Führung der eingehängten Dachelemente, das Ausrichten der Kranschienen usw., bieten kein besonderes Interesse.

Die Beziehungen der statischen und dynamischen Festigkeitswerte

Von Dr. sc. techn. H. BRANDENBERGER, Privatdozent an der E.T.H., Zürich

Nachdem die Bruchursache bei zähen Werkstoffen durch frühere Arbeiten [1], [2], [3]*) eindeutig festgestellt werden konnte, genügt die Kenntnis eines einzigen Versuchswertes des Materials, um für jeden Belastungsfall, sei er statisch oder dynamisch, die zulässige Materialbeanspruchung durch Rechnung angeben zu können.

Die durch die neu aufgestellte Elastizitätstheorie der Raum- und Gitterspannungen zwischen den einzelnen statischen und dynamischen Festigkeitswerten gefundenen Beziehungen sind für die einachsige Belastung in Bild 1 dargestellt. Darnach fallen die Wechselfestigkeit σ_w mit der Elastizitätsgrenze σ_e und die Ursprungsfestigkeit σ_u mit der Streckgrenze $\sigma_s = \sigma_f$ des Materials zusammen. Diese gegenseitigen Beziehungen ergeben sich zunächst aus der Erkenntnis, dass die eine der beiden natürlichen Widerstandskräfte, die Gitterspannung, eine maximal zulässige Größe σ_g' besitzt, die nicht überschritten werden kann. Der Körper entzieht sich einer Ueberschreitung dieser Materialkonstanten durch Fliessen. Wird dieser Wert, was das Vorzeichen anbelangt, nur in einem Richtungssinn erreicht, das heisst nur nach aussen oder nur nach innen, wobei das ein-, zwei- oder dreiachsig erfolgen kann, so tritt ein einseitiges Fliessen auf (erste Fliessgrenze). Dadurch wird der Körper im Innern verspannt. Ein volles Fliessen setzt erst ein, wenn durch die steigende RaumsSpannung in einer weiteren Achsrichtung die maximale Gitterspannung ebenfalls erreicht wird, jedoch in einem Sinn, der der ersten Fliessrichtung, dem Vorzeichen nach, entgegengesetzt ist (zweite Fliessgrenze).

Beim einachsigen Belastungsfall liegt die zweite Fliessgrenze σ_f um 54% höher als die erste Fliessgrenze σ_e . Für $m = 10/3$ ist

$$\sigma_f = \frac{2m}{m+1} \sigma_e = 1,54 \sigma_e$$

Bedeutungsvoll ist weiter die Erkenntnis, dass die maximal zulässige Gitterspannung σ_g' auch die Ursache der Ermüdungsfestigkeit darstellt. Beim Ueberschreiten des elastischen Bereiches $2\sigma_e$ oder der Fliessgrenze σ_f tritt ein Fliessen ein, das, falls die Lastrichtung wieder umgekehrt wird, ein Zurückfliessen im Material hervorruft. Während das Material beim vollen Fliessen eine Kaltverfestigung erleidet, bildet sich beim Durchlaufen einer sogenannten Hysteresisschleife keine solche Verfestigung aus, sondern das Material geht durch Dauer- oder Ermüdungsbruch zugrunde.

Wie sich mit Hilfe der Theorie der Raum- und Gitterspannungen zeigen lässt, sind $2\sigma_e$ und σ_f die Grenzbeanspruchungen für das Nichtüberschreiten der maximal zulässigen Gitterspannung; damit müssen diese Grenzen auch gleichzeitig diejenigen für eine nach Millionen zählende Beanspruchung sein, d. h. die Elastizitätsgrenze σ_e muss mit der Wechselfestigkeit σ_w (II und III in Bild 1) und die Streckgrenze $\sigma_s = \sigma_f$ mit der Ursprungsfestigkeit σ_u (I und IV, Bild 1) gleiche Grösse besitzen.

Während die Elastizitätsgrenze ohne besondere Kennzeichen überschritten werden kann und deshalb bisher höchstens als Proportionalitätsgrenze aufgetreten ist, lässt sich die Wechselfestigkeit einwandfrei, allerdings mit grosser Mühe und Geduld durch Dauerversuch, bestimmen. Wie bereits gezeigt wurde (s. Tabelle 1 in [2]), ergeben die praktischen Versuche, dass die Wechselfestigkeit (III, Bild 1) für die verschiedenen Stahlsorten (St 70, 60, 50, 42 und 37) mit der aus der zweiten Fliessgrenze (I, Bild 1) berechneten Elastizitätsgrenze (II, Bild 1) die gleiche Grösse besitzt.

Dass die Ursprungsfestigkeit σ_u (IV, Bild 1) mit der Streckgrenze σ_s (I, Bild 1) zusammenfällt, kann einwandfrei

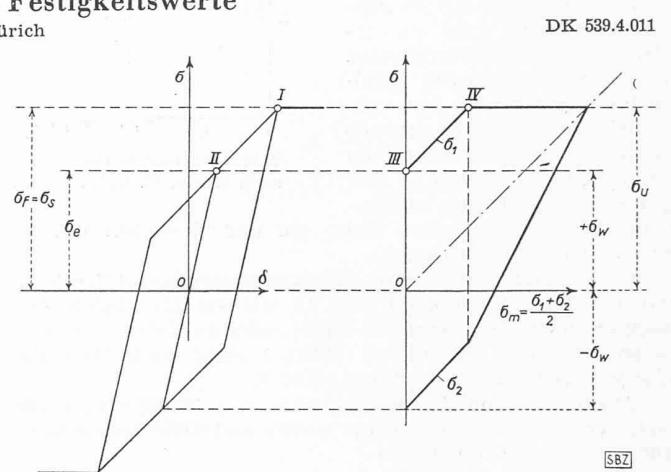


Bild 1. Zusammenhang zwischen statischen Festigkeitswerten und denen der Ermüdungsfestigkeit

σ_s, σ_f = Streck- oder Fliessgrenze (ruhende Belastung)

σ_e = Elastizitätsgrenze (ruhende Belastung)

σ_w = Wechselfestigkeit (oftmalige Laständerung zwischen $+\sigma_w$ und $-\sigma_w$)

σ_u = Ursprungsfestigkeit (oftmalige Laständerung zwischen σ_u und 0)

auf Grund bereits durchgeföhrter Versuche gezeigt werden. Tabelle 1 gibt nach Bericht Nr. 133 der EMPA Zürich [4] die Werte σ_s der Streckgrenze und σ_u der Ursprungsfestigkeit für den Anlieferungszustand eines untersuchten Stahlbleches in drei zueinander senkrechten Richtungen x, y, z an. Wie man aus Tabelle 1 sieht, sind diese Werte einander praktisch gleich. Der Unterschied der Mittelwerte zwischen Streckgrenze und Ursprungsfestigkeit ist kleiner als die maximale Streuung gegen den Mittelwert innerhalb ein- und derselben Spannungssart. Die auf Grund theoretischer Ueberlegungen aufgestellte Gleichheit der Werte wird somit durch praktische Versuche bestätigt.

Aus dem in Bild 1 dargestellten Zusammenhang folgt weiter, dass zwischen der Wechselfestigkeit σ_w (III, Bild 1) und der Ursprungsfestigkeit σ_u (IV, Bild 1) die gleiche Abhängigkeit besteht, wie zwischen der Elastizitätsgrenze und der Streckgrenze (II und I, Bild 1). Es muss daher sein

$$\sigma_w = \frac{m+1}{2m} \sigma_u = 0,65 \sigma_u$$

Auch das wird durch Versuche der EMPA Zürich bestätigt. Im gleichen Bericht Nr. 133 [4] sind in Bild 76 für das volle Blech die aus Versuchen sich ergebende Ursprungsfestigkeit σ_u und die Wechselfestigkeit σ_w angegeben (Tabelle 2). Zum Vergleich werden dort auch die aus der Raum- und Gitterspannungstheorie berechneten Werte aufgeführt. Durch die Übereinstimmung der berechneten und den aus den Dauer-

Tabelle 1. Streckgrenze σ_s und Ursprungsfestigkeit σ_u nach Versuchen der EMPA in kg/mm²

| | σ_s | σ_u |
|---|------------|------------|
| Messrichtung | 21,9 | 22,2 |
| | 22,1 | 23,2 |
| Mittelwert | 22,2 | 21,8 |
| Grösste Abweichung vom Mittelwert | + 0,5 | - 1,8 |
| Unterschied der Mittelwerte | | 0,4 |

*) Die Zahlen in eckigen Klammern beziehen sich auf das Literaturverzeichnis am Schluss des Aufsatzes.

versuchen ermittelten Werten findet die auf Grund der Theorie aufgestellte Abhängigkeit eine Bestätigung.

Es fragt sich nach diesen durch Versuche belegten Erkenntnissen, ob die Aufstellung einer besonderen Ermüdungsfestigkeit überhaupt berechtigt ist, oder ob es vielmehr richtiger wäre, einfach die Tatsache festzustellen, dass sich ein Material wohl ein einmaliges Durchlaufen einer Hysteresisschleife gefallen lässt, nicht aber eine oftmalige, in die Millionen gehende Laständerung. Nachdem die Werte σ_u und σ_s sowie σ_w und σ_e ohnehin praktisch zusammenfallen, hat es keinen Sinn, ein und derselben Grösse zwei Benennungen zu geben.

Die Beziehung zwischen der Elastizitätsgrenze σ_e (II, Bild 1) und der Fliessgrenze σ_f (I, Bild 1), wie sie die Theorie der Raum- und Gitterspannungen ergibt, wird auch durch die Angaben der Hütte, 27. Auflage (1942), 1. Band, Seite 744 mehr oder weniger zufällig bestätigt, Bild 2.

Ausgehend von der Fliessgrenze $\sigma_f = 36 \text{ kg/mm}^2$ muss nach der Elastizitätstheorie der Raum- und Gitterspannungen laut Gleichung (6) [2] sein

$$\sigma_e = \frac{m+1}{2m} \sigma_f = 0,65 \quad \sigma_f = 0,65 \cdot 36 = 23,4 \text{ kg/mm}^2$$

und die bleibende Dehnung an der zweiten Fliessgrenze laut Gleichung (9) [2]

$$a^* = \frac{\sigma_f}{E} \frac{m-1}{2} = \frac{\sigma_f}{E} \frac{7}{6}$$

Für $E = 2 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}^2$ wird

$$a^* = \frac{36}{2 \cdot 10^4} \frac{7}{6} = 0,21\%$$

Die Tabelle 3 zeigt den Vergleich der in der Hütte angegebenen Werte mit den berechneten. Dabei ist die in der Hütte mit Proportionalitätsgrenze bezeichnete Grösse σ_p nichts anderes als die wirkliche Elastizitätsgrenze des Materials. Das wurde allerdings bis heute deswegen nicht erkannt, weil die bisherige Elastizitätstheorie die Erhöhung der Elastizitätsgrenze bei kleinen bleibenden Verformungen, also bei Spannungsverfestigung, nicht zu erklären vermochte.

Schon das Aufzeigen dieser Beziehung zwischen Proportionalitätsgrenze, Streckgrenze und bleibende Dehnung beweist, dass man die Spannungsverfestigung bei Stahl experimentell festgestellt hat. Sie steht im vollen Widerspruch mit der an der zweiten Fliessgrenze meist erhaltenen Spannungsspitze, Bild 3, die wie bereits ausgeführt wurde [3] von der durch die spanabhebende Bearbeitung kalt verfestigten Oberfläche des Versuchskörpers herrührt.

Ferner sei noch darauf aufmerksam gemacht, dass die in der Literatur verbreitete Meinung, die verlängerte obere und untere Begrenzungslinie im Ermüdungs-Festigkeitsschaubild müssten sich oberhalb der Fliessgrenze treffen (Bild 4, gestrichelte Linien), jeder Begründung entbehrt. Solange die Ermüdungsfestigkeit die Streckgrenze nicht erreicht, steht als Bereich für den Unterschied zwischen der oberen Spannung σ_1 und der unteren σ_2 die doppelte Elastizitätsgrenze $2\sigma_e$ zur Verfügung. Ueber die Fliessgrenze hinaus ist dagegen keinerlei Erhöhung möglich, da dem Material zu einer Kaltverfestigung keine Veranlassung gegeben wird.

Wenn wir bei einem Flachstab (Bild 5a) eine bestimmte Elastizitätsgrenze $\sigma = P/F$ feststellen, und dann für einen

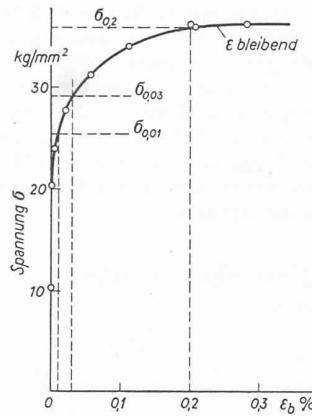


Bild 2. Bleibende Dehnung und Gesamtdehnung nach Hütte, 27. Aufl., 1. Bd., S. 744

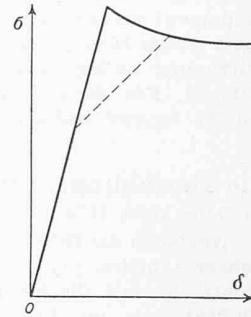
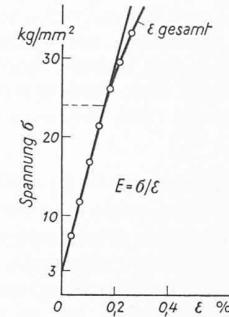


Bild 3. Spannungs-Dehnungsschaubild eines durch spanabhebende Bearbeitung an der Oberfläche kaltverfestigten Probestabes

Stab mit einem Loch (Bild 5b) eine andere Elastizitätsgrenze $\sigma_1 = P_1/F_1$ erhalten, so dürfen wir den andern Wert nicht dem Material zuschreiben. Man darf nicht lediglich der bequemeren Rechnung wegen beim Material eine andere Festigkeitseigenschaft annehmen. Es ist vielmehr notwendig festzustellen: Nicht das Material hat eine andere Festigkeit angenommen, sondern die Spannungsverteilung über den Querschnitt ist nicht dieselbe wie beim vollen Querschnitt.

Man muss deshalb schreiben $\sigma = \frac{P_1}{F_1} \cdot K$.

Dasselbe gilt auch für die Spannungsberechnung bei zwei- und dreiachsigem Belastungen. Nur durch eine genaue Berücksichtigung der jeweiligen Spannungsverteilung über den Querschnitt können wir jedes Misstrauen in das Material vermeiden.

Leider ist festzustellen, dass die Gefahr der Verkenntung der Ursache auch bei der Ermüdungsfestigkeit besteht. Wie nachgewiesen wurde ([2], Seite 513), fällt die Biegewechselfestigkeit bei Stahl mit der Elastizitätsgrenze zusammen. Dabei wird die Biegewechselfestigkeit bei Stäben erhalten, die an der Oberfläche poliert sind, da jede kleinste Kerbe, und seien es auch nur Schleif- oder Drehrisse, die Belastbarkeit des Stabes auf Wechselbeanspruchung sofort erniedrigt. Bild 6 gibt an, wie gross der Einfluss des Oberflächenzustandes auf die Ergebnisse der Wechselfestigkeitsprüfung ist. Die Ursache der Festigkeitsverminderung sind die Spannungsspitzen, die bei den verschiedenen Oberflächenbeschaffenheiten entstehen. Man darf aber jetzt nicht dem Material als solchem die kleineren Festigkeiten zuschreiben, sondern es ist unsere Pflicht festzuhalten, dass die Ausführung des Bauwerkes, wozu auch die Oberflächenbeschaffenheit gehört, die Verminderung verursacht.

Ebenso liegen die Verhältnisse bei der Ermüdungsfestigkeit von Schweisskonstruktionen. Auch hier ist nicht das Material schuld, wenn sich bei normaler Berechnung eine andere Festigkeit ergibt, sondern die Berechnung der Konstruktion. Wir dürfen die Begriffe der Festigkeit des Materials und der Belastbarkeit einer Konstruktion infolge Spannungsspitzen nicht miteinander verwechseln, sonst erschweren wir das Verständnis für das Material und stifteten in der Materialprüfung und der Festigkeitslehre eine Verwirrung.

Zusammenfassung:

Nachdem wir jetzt die Bruchursache des zähen Werkstoffes kennen, haben wir es nicht mehr notwendig, für jeden Belastungsfall durch Versuche eine besondere Festigkeitsziffer zu ermitteln. Sowohl theoretisch wissenschaftliche

Tabelle 2. Gemessene und aus der Ursprungsfestigkeit σ_u berechnete Wechselfestigkeit σ_w in kg/mm^2

| | Ursprungsfestigkeit σ_u Versuch | Wechselfestigkeit | |
|---------|---|--------------------|----------------------|
| | | σ_w Versuch | σ_w berechnet |
| Biegung | 30 | 20 | 19,5 |
| Zug | 22 | 14 | 14,3 |

Tabelle 3. Proportionalitätsgrenze σ_p und bleibende Dehnung a^* berechnet aus der Fliessgrenze $\sigma_f = \sigma_{0,2}$

| | nach „Hütte“ | nach Berechnung |
|--------------------------------|--------------|-----------------|
| $\sigma_p \text{ kg/mm}^2$ | 24 | 23,4 |
| $\sigma_{0,2} \text{ kg/mm}^2$ | 36 | 36 |
| $a^* \text{ \%}$ | 0,2% | 0,21% |

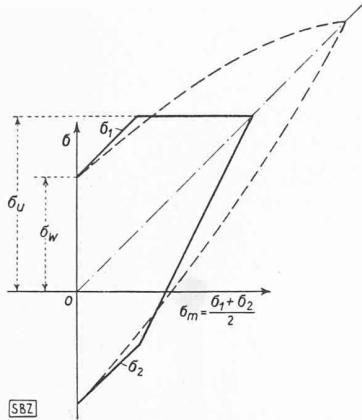


Bild 4. Ermüdungs- oder Dauerfestigkeitsschaubild

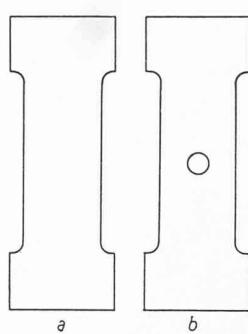


Bild 5. Ungelochter und gelochter Flachstab

Überlegungen, als auch die mit ihnen übereinstimmenden Versuchswerte zeigen, dass zwischen der Elastizitätsgrenze, der Streckgrenze, der Wechselfestigkeit und der Ursprungsfestigkeit bestimmte feste Zusammenhänge bestehen, sodass bei Kenntnis einer dieser Größen die anderen bestimmt sind.

Dasselbe gilt auch für zwei- und dreiaachsige Belastungsfälle. Mit Hilfe der neuen Theorie der Raum- und Gitterspannungen können wir aus irgend einem Festigkeitsversuch, z. B. dem einfachen Zugversuch, die maximal zulässige Gitterspannung bestimmen, und daraus für jeden anderen Belastungsfall die zulässige Spannung an der ersten und zweiten Fliessgrenze berechnen.

Stimmt die aus einem Versuchsergebnis berechnete Belastbarkeit eines Bauwerkes mit dieser Materialfestigkeit nicht überein, so haben wir das den nicht erfassten Spannungsverhältnissen zuzuschreiben und auf Konto der Festigkeitsrechnung zu nehmen und nicht in einem anderen Verhalten des Materials zu suchen. Solange wir keine Kenntnis hatten, aus welchem Grund ein Material bricht, war es notwendig, ihm für jeden Belastungsfall eine auf Grund von Versuchen gefundene Belastungsziffer als für den Bruch massgebende Festigkeitseigenschaft zuzuschreiben, wobei diese untereinander nicht im Einklang standen. In Zukunft ist das jedoch nicht mehr der Fall, da wir mit der Angabe einer einzigen Größe — der maximal zulässigen Gitterspannung σ_g' — die Spannung an einer 1. und 2. Fliessgrenze und die dabei auftretenden bleibenden Dehnungen für alle Belastungsfälle, seien sie ein-, zwei- oder dreiachsig, statisch oder dynamisch ausgeübt, d. h. ruhend oder bei oftmaliger Laständerung, einwandfrei berechnen können.

Literaturverzeichnis

- [1] H. Brandenberger: Numerische Berechnung der Spannungsverfestigung beim Kalttrecken und Kaltstauchen. Klarstellung der Spannungszustände die das Fliessen verursachen. — Die Elastizitätsgrenze bei der 0,2 %-Dehngrenze um 54 % überschritten. Schweizer Archiv 1947, Seite 232* und 268*.
- [2] H. Brandenberger: Neue Ergebnisse auf dem Gebiete der Materialforschung. SBZ 1947, Nr. 37, S. 509*.
- [3] H. Brandenberger: Neue Grundlagen der Materialprüfung und der Festigkeitslehre. SBZ 1947, S. 667* und 681*.
- [4] M. Ros: Die Arcos-Elektrode «Stabilend B». Bericht Nr. 133 der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Zürich, März 1947.

Die Untergrundbahn in Stockholm

DK 625.42(485)

Nachstehend soll auf ein Beispiel einer für einen bestimmten Endausbau projektierten und nach modernsten Gesichtspunkten zur Ausführung gelangenden Untergrundbahn hingewiesen werden, das im Hinblick auf die der Lösung harrenden Verkehrsprobleme der Stadt Zürich von Interesse sein dürfte¹⁾. Wir entnehmen der schwedischen Ingenieurzeitschrift «Teknisk Tidskrift» vom 23. August 1947 folgende Angaben.

Die Bevölkerung der schwedischen Hauptstadt ist in den letzten Jahren so stark angewachsen, dass die für das Jahr 1970 erwartete Einwohnerzahl von 900 000 angenähert schon jetzt erreicht ist. Diese sprunghafte Entwicklung verlangt eine umfassende Erweiterung der Beförderungsmittel zwischen der Stadt und den sich immer weiter ausdehnenden Vororten.

¹⁾ Vgl. auch SBZ Bd. 128, S. 258 (16. Nov. 1946) und 1947, Nr. 7, S. 83* und Nr. 45, S. 614*.

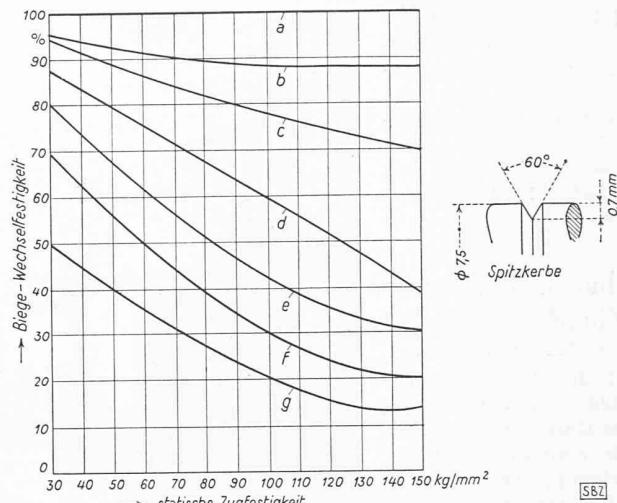


Bild 6. Einfluss des Oberflächenzustandes und der Korrosion auf die Biegeweichselfestigkeit, nach Fachausschuss für Maschinenelemente beim VDI. a feinstbearbeitet (poliert), b geschliffen, c geschruppt, d mit ringförmiger Spitzkerbe, e mit Walzhaut (untere Grenze), f Korrosion mit Leitungswasser, g Korrosion mit Salzwasser

Schon im Jahre 1941 wurde beschlossen, den Bau von Untergrundbahnen nach einheitlichen Grundsätzen durchzuführen und vorerst die Errichtung einer Stammlinie, die von Alvik im Westen in einem grossen Bogen das Stadtzentrum bis nach Johanneshov im Süden durchquert, in Angriff zu nehmen. Von dieser 10,5 km langen Strecke werden 6,5 km unterirdisch geführt. In mittleren Abständen von rd. 700 m wird die Linie durch 14 Zwischenstationen unterteilt. Später sollen von dieser Stammlinie ausgehend weitere Bahnen in entlegene Vororte, je drei im Westen und Süden, angeschlossen werden.

Der Bahnbetrieb ist für 140 m lange, aus acht Wagen bestehende Zugskompositionen vorgesehen, die in Zeitabständen von minimal 1 1/2 Minuten verkehren sollen. Bei einem Fassungsvermögen eines Zuges von 1000 Personen ergibt sich somit eine grösste Transportleistung von 40 000 Passagieren pro Stunde und Fahrrichtung. Auf dieser Basis hofft man den Verkehr mit Aussiedlungen mit 200 000 Einwohnern bewältigen zu können. Ausser den Stosszeiten soll auf den Stammlinien der 4- und auf den äussersten Bahnstrecken mit der geringsten Verkehrsichte der 20-Minutenbetrieb eingeführt werden. Die mittlere Reisegeschwindigkeit ist im Stadtinnen auf 30 km/h festgesetzt, in Tunnelstrecken wird mit 60 und auf den Vorortbahnen mit 70 km/h grösster Geschwindigkeit gefahren. Unter Berücksichtigung der topographischen Verhältnisse hat die Bahn Steigungen bis 40 % zu überwinden. In der Regel sollen auf der offenen Strecke die kleinsten Kurvenradien 200 m und in den Tunneln 300 m betragen. Das Lichtraumprofil der Tunnel weist eine Höhe von 4,30 m über den Schwellen auf und ist bei einspuriger Bahn 4,00 m und bei Doppelspur 7,60 m breit. Bei einer Wagenkastenbreite von 2,72 m wird der Axabstand der Doppelspur 3,10 m gewählt. Als Zuleitung der elektrischen Betriebsenergie dient eine mit den nötigen Schutzvorrichtungen versehene dritte Schiene. Die Stationen erhalten 145 m lange Inselbahnsteige, die an beiden Enden über Treppen und Rolltreppen von den Strassen aus zugänglich sind. Wenn möglich legt man die Eingänge in das Innere von Gebäuden, um im Winter das Eindringen von kalter Luft in die Bahnanlagen zu verhindern. Die Billetschalter mit ihren Nebenräumen werden in Zwischengeschossen unterirdisch angeordnet.

Zur Erreichung der gleichmässigen Fahrt werden alle Wagen mit Motoren mit Einzelantrieb ausgerüstet. Die Führerstände an den beiden Wagenenden können innerhalb des Zuges vom Publikum belegt werden, sodass der zur Verfügung stehende Raum jederzeit voll ausnutzbar ist. Jeder Wagen erhält drei Doppeltüren und 48 Sitzplätze. Es ist Querbestuhlung vorgesehen. Immerhin soll versuchsweise eine Anzahl Wagen mit teilweise Längssitzen angeschafft werden, die für den Stossverkehr etwas mehr Stehplätze bieten. Das Reisen auf Quersitzen ist aber bekanntlich viel bequemer. Die erste Linie der Stockholmer Untergrundbahn wird 1949