Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 83 (1965)
Heft: 10

Artikel: Der AASHO-Strassentest, Dokumente und Auswertung
Autor: Heierli, Werner
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-68110

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: 25.12.2025

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

erscheinen die diesbezüglichen Vorschriften der vorherigen S.I.A.-Eisenbetonnormen Nr. 112 (1935), in Art. 92/1, eindeutiger: «In einer durch verteilte Lasten beanspruchten Platte, mit Trageisen in nur einer Richtung, ist der Querschnitt der Verteilungseisen auf den Laufmeter zu mindestens 20% desjenigen der Trageisen anzunehmen». Der minimale Armierungsgehalt der Trageisen wird in den S.I.A.-Normen jedoch nicht festgelegt.

In den USA werden im ACI Building Code (ACI 318-63) im Abschnitt 807 die folgenden minimalen Armierungsgehalte gefordert:

Platten mit Rundstahlarmierung $\mu \geqq 0{,}25\%$

Platten mit Rippenstahlarmierung $\sigma_s < 4200$ kg/cm² $\mu \geqq 0{,}20\%$

Platten mit Rippenstahlarmierung $\sigma_s > 4200$ kg/cm²

oder armiert mit Armierungsnetzen $\mu \geqq 0{,}18\%$

Die Empfehlungen des Comité Européen du Béton [1] sehen im Anhang 3, Absatz 2.71, die folgende Minimalarmierung vor: $\bar{\mu} = \mu \frac{\sigma_s}{\beta} \geqq 4\%$. Sie wird wörtlich begründet: «Le "pourcentage critique minimal d'armature" délimite le domaine des ruptures brutales, dans lequel l'armature de traction est insuffisante pour assurer la transmission des efforts lors de la fissuration du béton tendu et se rompt sans avertissement préalable, au moment où le béton tendu atteint sa résistance de traction.»

Die Vorschriften über den minimalen Armierungsgehalt der neuen französischen Normen B.A. 1960 werden ebenfalls mit der Überlegung begründet, dass die Bruchlast höher sein soll als die Anrisslast (vgl. § 0,3). Deshalb wird in § 4,27 der B. A. 1960 der Minimalgehalt der Haupttragarmierung bei statischer Biegebeanspruchung wie folgt festgelegt:

$$\mu\% \geqq k \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{bz\,zul}}{\sigma_{e\,zul}}$$

wobei $k = 0{,}36$ für naturharte und $k = 0{,}54$ für kaltgereckte Armierungsstähle gilt. Nach § 2,22 ist für die zul. Betonzugspannung $\sigma_{bz\,zul}$ 30 % der Betonzugfestigkeit β_{bz} gemäss § 1,264 anzunehmen. Für einen Beton PC 300 mit $\beta_{bz} = 20{,}5$ kg/cm² und die in Frankreich hauptsächlich verwendete Stahlqualität mit einer Streckgrenze $\sigma_s \geqq 4000$ kg/cm², bzw. einer zulässigen Stahlspannung $\sigma_{e\,zul} = 2400$ kg/cm², ergibt sich ein minimaler Armierungsgehalt von $\mu_{min} = 0{,}11\%$ für naturharte und $\mu_{min} = 0{,}17\%$ für kaltgereckte Stähle.

Die Auffassung, dass die Armierung bei der Entstehung des ersten Risses nicht reissen darf, vertritt auch F. Leonhardt [4]. Seine Berechnung, mit einem Sicherheitsfaktor von 1,2 und den Ergebnissen der Versuche angepasst, die am Otto-Graf-Institut der TH Stuttgart zu diesem Zweck durchgeführt wurden, ergab den folgenden Vorschlag für den minimalen Armierungsgehalt:

$$\mu_{min} \geqq 0{,}06 + 1{,}1 \frac{\beta_d}{\beta_z} \text{ (in \%)}$$

Für einen Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von 300 kg/cm² und einer Armierung aus Baustahl II gemäss S.I.A.-Normen Nr. 162 (1956) ergäbe diese Beziehung:

$\mu_{min} = 0{,}12\%$ für naturharte Stähle mit $\beta_z = 5200$ kg/cm²

$\mu_{min} = 0{,}14\%$ für kaltgereckte Stähle mit $\beta_z = 4200$ kg/cm²

Tabelle 2. Minimale Armierungsgehalte (in %) nach den österreichischen Normen (Ö-Norm B 4200/1957)

Armierung	Beton β_d (kg/cm²) 160	225	300	400
Naturhart $\sigma_s \geqq 2200$ kg/cm², $\beta_z \geqq 3500$ kg/cm²	0,12	0,17	0,23	—
Naturhart $\sigma_s \geqq 3300$ kg/cm², $\beta_z \geqq 5200$ kg/cm²; Kaltgereckt $\sigma_s \geqq 4000$ kg/cm², $\beta_z \geqq 4440$ kg/cm²	0,10	0,14	0,19	0,25

Tabelle 3. Minimale Armierungsgehalte (in %) nach den russischen Vorschriften [4]

Armierung	Beton β_d (kg/cm²) 150	200	300
Rundeisen (St. 37)	0,10	0,15	0,20
Hochwertiger Baustahl (St. 52)	—	0,10	0,15

Die in Österreich und in Russland vorgeschriebenen minimalen Armierungsgehalte sind in den Tabellen 2 und 3 zusammengestellt.

Fast allen diesen Vorschriften ist die auf den ersten Blick paradox erscheinende Tatsache gemeinsam, dass mit zunehmender Betonqualität mehr Armierung eingebaut werden muss. Dies widerspricht dem allgemeinen Bestreben nach einer guten Betonqualität, denn bei einem gemäss diesen Vorschriften angenommenen μ_{min} sollte ja die Betonfestigkeit eine obere Grenze nicht überschreiten. Dabei ist zu beachten, dass die Betonfestigkeit mit zunehmendem Alter noch beträchtlich steigen kann.

6. **Zusammenfassung**

Grundsätzlich erscheint nach Auffassung der Verfasser eine Festlegung des minimalen, statisch erforderlichen Armierungsgehaltes als nicht notwendig.

Bei sehr kleinen Armierungsgehalten, $\mu < \mu_{Grenz}$, ist jedoch eine erhöhte Bruchsicherheit vorzusehen, weil die Warnung vor dem Bruch ausbleiben kann.

Es wird ein Grenz-Armierungsgehalt μ_{Grenz} definiert, bei dem die Anrisslast des Betonquerschnittes mindestens 10% unter der Bruchlast liegt. μ_{Grenz} ist nur abhängig von den Festigkeitseigenschaften des Betons und des Armierungsstahles.

Damit ein armierter Beton noch als «Stahlbetonkonstruktion» gelten kann, sollte dennoch, unabhängig von statischen Überlegungen, eine gewisse Mindestarmierung vorhanden sein. Dieser Mindestgehalt dürfte, nach persönlicher Ansicht der Verfasser, je nach der Aufgabe der Armierung, grössenordnungsmässig bei $\mu \sim 0{,}10$ bis 0,05% liegen.

Literaturverzeichnis

[1] Recommandations Pratiques du Comité Européen du Béton (1964).

[2] *H. Rüsch,* Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227 (1954).

[3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 156 (1962), Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung, von *F. Leonhardt* und *R. Walther.*

[4] *F. Leonhardt,* Die Mindestbewehrung im Stahlbetonbau, «Beton- und Stahlbetonbau» 9/1961.

[5] Règles B. A. 1960 pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé.

Der AASHO-Strassentest, Dokumente und Auswertung

DK 625.7.001.4

Bekanntlich wurde in den Jahren 1958 bis 1960 in den USA im Staat Illinois ein grosser Strassenversuch mit dem Namen *Aasho-Test* durchgeführt. Dr. *Franco Balduzzi,* a. o. Professor an der ETH für Bodenmechanik, macht in einem ersten Teil einer soeben erschienenen Schrift[1]) den Leser mit den hauptsächlichsten Daten des Aasho-Testes vertraut (Übersetzung des Berichtes 7, Special Report 61 G), während er im zweiten Teil die Anwendung der Versuchsresultate auf den (schweizerischen) Strassenbau untersucht.[2])

Das Ziel des Aasho-Testes war, eine Beziehung zu finden zwischen der *Anzahl Belastungen* einer Strasse durch Achslasten von verschiedenem Gewicht und dem *Verhalten von Strassenoberbauten* mit flexiblen und zementgebundenen Belägen. Diese Zielsetzung verlangte zuerst die Lösung einer schwierigen Aufgabe: Wie kann aus dem Verhalten einer Strasse definiert werden, ob ein bestimmter Aufbau einer gegebenen Achslastwechselzahl standhielt oder nicht? Während normalerweise im Bauingenieurwesen des Versagen eines Tragwerkes relativ einfach umschrieben werden kann, geht dem völligen Unbrauchbarwerden einer Strasse ein Zustand voraus, welcher zwar nicht mehr der Qualität der Strasse kurz nach der Erstellung entspricht, aber doch noch dem Verkehr zu genügen vermag. Zur Lösung dieser Aufgabe wurden eine grosse Zahl bestehender Strassenstrecken von Fachleuten in bezug auf ihre Befahrbarkeit beurteilt. Die Nachmessung der gleichen Strecken auf Ebenheit, Rauhigkeit, Rissbildung usw.

[1]) **Der AASHO-Strassentest.** Dokumente und Auswertung. Von Dr. *F. Balduzzi.* Mitteilung Nr. 64 der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (VAWE), ETH, 1964, Format A 5, 221 S., 98 Abb. Preis geh. 12 Fr.

[2]) Versuchsresultate betreffend den *Brückenbau* siehe *J. W. Fisher, J. M. Viest* und *R. Sagelsdorff* in SBZ 1963, H. 18 und 19, S. 293 und 308.

ergab dann die Möglichkeit einer *objektiven Beurteilung der Teststrecken*. Es lässt sich daher jede Strasse mit Hilfe der dort verwendeten Geräte ausmessen und daraus nach gegebenen Formeln ein Befahrbarkeitsindex berechnen.

Jedem Ingenieur, der einen Versuch zu planen hat, stellt sich zuerst die Aufgabe der Auswahl der *Parameter*. Naturgemäss war einer der wichtigsten Parameter die *Bodenart*. Die getroffene Wahl der Bodenart beim Aasho-Test kann für die Schweiz als sehr glücklich bezeichnet werden: Es wurde in allen Teststrecken auf einen Unterbau mit der Klassifikation CL, d. h. *Lehm* mit einem Plastizitätsindex Fliessgrenze-Ausrollgrenze von 12%, fundiert. Dieser Boden entspricht einem F-3-Boden nach der Bezeichnung des Corps of Engineers. Sehr viele schweizerische Böden lassen sich in diese Klasse (oder in die nächstbessere) einreihen. Durch die Beschränkung des Testes auf eine einzige Bodenart konnten zwar keine Aussagen über den Einfluss der Variation des Untergrundes gemacht werden, dafür aber wurden viele andere Versuchsparameter sehr sorgfältig untersucht.

Bei den *flexiblen Belägen* wurden Aufbauten mit verschiedener Belagsstärke, verschiedener Stärke der Heissmischtragschicht (HMT) und verschiedener Kofferstärke geprüft. Die Resultate liessen sich darstellen in Form von Diagrammen, welche für verschiedene Achslasten angeben, bei welcher Lastwechselzahl ein bestimmter Strassenaufbau gerade noch einen vorgegebenen Befahrbarkeitsindex aufweist. Mit anderen Worten: Die Diagramme gestatten es, *bei einem gegebenen Strassenaufbau* (Stärke des Belages, der HMT, des Kieskoffers und der Stabilisierung) nachzurechnen, *wie viele Achslasten* die betreffende Strasse aushält, bis sie reparaturbedürftig wird. Die verschiedenen Schichten des Strassenoberbaues werden mit bestimmten Faktoren multipliziert und addiert und ergeben so den sogenannten *Stärkeindex*, ein Mass für die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit einer Strasse.

Bei den *Betonbelägen*[3]) wurde im Prinzip das gleiche Vorgehen, wenn auch wesentlich vereinfacht, angewendet. Zwischen dem Verhalten von Betonstrassen mit einem Koffer von 7 cm Stärke und einem solchen von 22 cm Stärke wurde kein Unterschied bemerkt. Die Tragfähigkeit der Betonstrasse wurde daher lediglich in Funktion der Betonstärke angegeben, ohne Berücksichtigung des Koffers. Während die bituminösen Strecken durch *Gleisbildung* (Vertiefung der Fahrspuren) ausfielen, lag der Zerstörungsgrund bei den Betonstrassen immer beim sogenannten *Pumpen*. Dort, wo ein Kieskoffer verwendet wurde, wurde nicht das Untergrundmaterial weggepumpt, sondern der Kieskoffer selbst. Das Pumpen erfolgt zum grössten Teil durch Wegdrücken des Materials nach der Seite (nicht so sehr durch Fugen und Risse). Es ist an und für sich logisch, diesem Pumpen durch Stabilisierung der Fundationsschicht entgegenzuwirken, wie dies in Kalifornien schon sehr lange getan wird. Es wurde denn auch den Planern des Aasho-Testes vorgeworfen, dass eine Prüfung solcher Aufbauten unterblieb. (Bei den bituminösen Belägen hingegen wurden Querschnitte mit zementstabilisiertem Kieskoffer geprüft.) – Neben dem Verhalten von Strassendecken wurde auch dasjenige von Brücken unter wiederholter Belastung untersucht.

Im *zweiten Teil* der Arbeit von F. Balduzzi wird die Anwendung des Aasho-Testes auf den Schweizerischen Strassenbau geprüft. Der wichtigste Einwand, der einem solchen Vorhaben entgegengestellt werden könnte, wäre der, dass der Aasho-Test *nur zwei Jahre dauerte* und damit über das Verhalten unserer Strassen während zwanzig oder vierzig Jahren nichts aussagen könne (Frostproblem!). Diesem Einwand ist folgendes entgegenzuhalten: Beim Aasho-Strassentest – wie übrigens auch bei einer grossen Anzahl von Versuchen in der Schweiz, welche ausführlich beschrieben werden – erkannte man, dass zwar beim Auftauen im Frühling ein Tragfähigkeitsschwund auftrat, dass aber im Herbst immer wieder der ursprüngliche Zustand erreicht wird, dass sich also der Untergrund «vollständig erholt». Es kommt daher nicht darauf an, *wie viele Male* eine bestimmte Strasse dem *Frost ausgesetzt ist, sondern durch wie viele Lastwechsel sie während der Auftauperiode belastet wird*. Es konnte im Aasho-Test für Strassen mit flexiblen Belägen ein Gewichtsfaktor ermittelt werden, mit dem die während der Aufbauperiode stattfindenden Lastwechsel multipliziert werden müssen, so dass der geringeren Tragfähigkeit der Strasse während dieser Zeit Rechnung getragen ist. Bei den Betonstrassen wurde ein solcher Gewichtsfaktor nicht gefunden.

Die Tatsache, dass bei den Unterbau- und Untergrundmaterialien *nicht nur zwischen frostsicheren und frostgefährlichen Böden* zu unterscheiden ist, sondern dass es innerhalb der frostgefährlichen Materialien grosse Unterschiede im Verhalten bei Frost gibt, war an und für sich bereits bekannt und fand auch ihren Niederschlag in der VSS-Norm SNV 40325. Es handelt sich bei dieser Norm um eine provisorische Richtlinie, welche im Prinzip nur für Strassen mit dünnen bituminösen Decken bis zu 5 cm Stärke gilt. Aus dem Aasho-Test heraus – wie übrigens auch aus vielen anderen Untersuchungen – kann folgendes Grundprinzip formuliert werden: Bei lehmigen Böden mit einem Plastizitätsindex (Plastizitätsindex = Fliessgrenze/Ausrollgrenze) von mindestens 12%, also bei Böden, die nach der Klassifikation des Corps of Engineers als F-3-Materialien anzusehen sind, ist das *Durchfrieren einer Bodenschicht begrenzter Stärke unter dem Oberbau nicht unzulässig*, falls der Oberbau entsprechend dimensioniert ist. Es kommt dabei nicht nur auf die Dicke des gesamten Oberbaues in cm an, sondern insbesondere auf die «Qualität» der einzelnen Oberbauschichten. Als Qualitätskriterien dienen dabei die bereits erwähnten Bewertungskoeffizienten nach der Aashogrundgleichung für bituminöse Beläge. Der Bewertungskoeffizient für Kieskoffer liegt mit 0,11 relativ tief (HMT: 0,36, Belag: 0,44). Der Versuch, dem Kieskoffer durch Stabilisierung mit Bitumen oder Zement eine dauernde Kohäsion zu verleihen und damit einen höheren Bewertungskoeffizienten zu erreichen, ist daher naheliegend. Man stellt bei der praktischen Anwendung der Dimensionierungsformel fest, dass es mit Hilfe solcher stabilisierter Schichten leicht ist, *durch geringe Mehrkosten die Dauerhaftigkeit einer Strasse stark zu erhöhen*. Umgekehrt kann festgestellt werden – und dies deckt sich wiederum mit schweizerischen Erfahrungen –, dass das Verstärken des Kieskoffers allein ohne Stabilisierung von einem gewissen Mass an nichts mehr nützt. Es wäre also gefährlich, bei abnormal grossen Stärken des Kieskoffers die Aasho-Formel bedenkenlos anzuwenden. Dies gilt umsomehr, als durch Messungen der VAWE und anderer Institute gezeigt wurde, dass der Kieskoffer selbst während der Auftauperiode infolge Durchnässung einen Scherfestigkeitsabfall aufweist.

Die wichtige Rolle der *Deflektionsmessungen* in der Beurteilung des Strassenoberbaues wird in der vorliegenden Arbeit besonders hervorgehoben und durch eine grössere Anzahl durchgeführter Messungen dokumentiert (flexible Beläge). Bei den Deflektionsmessungen wird die Durchbiegung des Belages unter einer bestimmten Belastung gemessen. Führt man eine solche Messung im Frühling durch, so kann man auf Grund von Erfahrungswerten die voraussichtliche Lebensdauer einer bestehenden Strasse abschätzen und daher unter Umständen Gegenmassnahmen rechtzeitig einleiten. Dass dadurch auf lange Sicht ein wirtschaftlicher Strassenunterhalt möglich ist, liegt auf der Hand.

Es sei noch speziell erwähnt, dass sich die Aasho-Dimensionierungsregeln auch für die Bemessung provisorischer *Baupisten* eignen. Oft lassen sich nämlich bei solchen Anlagen die Lastwechselzahlen und Achslasten recht zuverlässig vorausbestimmen, z. B. auf Grund der Massenbilanz. Da die Lastwechselzahlen bei Baupisten meist viel geringer sind als bei normalen Strassen und die Pisten nach Bauende ohnehin meist abgebrochen werden, ist mit dem Aasho-Test eine knappe und damit wirtschaftliche Dimensionierung möglich.

Das Studium der Mitteilung «Der Aasho-Strassentest» kann jedem Strassenbauer sehr empfohlen werden. Bei richtiger Beobachtung der bodenmechanischen Voraussetzungen ist es auf Grund dieser Unterlagen grundsätzlich möglich, Strassen auf eine bestimmte Lastwechselzahl von gegebenen Achslasten zu dimensionieren, ganz ähnlich, wie dies bei Tragkonstruktionen des Hoch- und Brückenbaues üblich ist.

Dr. *Werner Heierli*, Zürich

[3]) Vgl. *H. Eichenberger* in SBZ 1962, H. 35, S. 610.

Dorf ohne Zukunft

DK 711.3

Die Schweiz zählt gegen 3100 Gemeinden. Nicht alle wurden von der Entwicklung seit dem Ende des Zweiten Weltkrieges begünstigt. Die Bevölkerungszahl dürfte in einem guten Drittel der Gemeinden stagnieren oder gar zurückgehen. Diese Erscheinung muss weder für die Gemeinde noch für deren Bewohner unbedingt negativ sein. Es sind vor allem Gemeinden mit vorwiegend landwirtschaftlicher Struktur, deren Bevölkerungszahl kleiner wird oder gleich gross bleibt. In manchen Dörfern wird von weniger Menschen mehr produziert. Damit verbessert sich die wirtschaftliche Basis der verbleibenden Bevölkerung. In zahlreichen Gemeinden geht aber der Bevölkerungsrückgang weit über eine wirtschaftliche Gesundung hinaus. Auf solchen Dörfern lastet gewöhnlich die Angst, abzusterben. Für viele Schweizer gilt denn auch die Erhaltung aller Gemeinden als eines