

Spreng- und Erschütterungsberatung - ein Ingenieurproblem

Autor(en): **Bendel, Hermann**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **105 (1987)**

Heft 41

PDF erstellt am: **04.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-76725>

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Schlussbemerkungen

Die Probleme der Entsorgung werden allgemein erkannt. Doch muss noch sehr viel Detailarbeit geleistet werden sowohl auf politischer als auch auf technischer Ebene. Die Möglichkeiten unseres Beitrages an die Lösung der Entsorgungsprobleme wollen wir weder über- noch unterschätzen. Sicher ist, dass wir Bauingenieure nicht allein daran studieren und forschen. Dem Irrtum, die baulichen Probleme seien alle gelöst, müssen wir jedoch mit Bedacht entgegentreten. Die noch zu lösenden Aufgaben sind unter anderem:

□ Verbesserungen in der Bohrtechnik und der damit verbundenen Feldversuche und Bohrlochversiegelungen.

□ Sorgfältige Auswahl und Einbau von Piezometern mit angemessenen Referenzzeiten und der Möglichkeit von Funktionskontrolle und Wasserprobeentnahme.

□ Kontrollsysteme, die eine einfache

Literatur

- [1] Baccini, P.; Henseler, G., Von der geordneten Deponie zum Endlager. Vortrag an der Tagung VGL 12. Nov. 1985
- [2] Baccini, P.; Bächler, M.; Brunner, P.H.; Henseler, G., «Von der Entsorgung zum Stoffhaushalt». Müll und Abfall 4/85
- [3] Huder, J.; und Amberg, G., The Significance of the Piezometer in Rock Engineering, Internationaler Kongress über Felsmechanik, Melbourne, 1983
- [4] Schuster, P., Experimentelle Untersuchungen über das Verhalten von Silt-Sand-Fractionen, die mit quellfähigem Ton vergütet werden. 1986, IGB Mitt. Nr. 131
- [5] Bjerrum, L., Besondere erdbaumechanische Probleme Norwegens, 1956, Publikation Nr. 14, Norw. Geotech. Institut, Oslo
- [6] Veder, Ch., Rutschungen und ihre Sanierung, 1979, Springer-Verlag, Wien

[7] Verschiedene Mitteilungen:

- AVAG; AG für Abfallverwertung 1986, Uttigen bei Thun
- EAWAG; Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz, Dübendorf, CH
- SGBF; Schw. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Herbsttagung 1986, «Geotechnische Probleme der Entsorgung». Verschiedene Vorträge.
- Umweltbundesamt Berlin, Symposium über «Kontaminierte Standorte und Gewässerschutz» 1984.
- CSD; Colombi Schmutz Dorthe AG. Berichte über Bonfol und Teufal sowie «Geologisch-hydrologische Berichte zur Sondermülldeponie Kolliken».
- BUS; Bundesamt für Umweltschutz, Bern; Richtlinien über «Allgemeine Anforderungen an Standort, Anlage, Betrieb und Kontrolle von geordneten Deponien» 1976.

und zuverlässige Handhabung ermöglichen und auf lange Zeit funktionstüchtig bleiben.

□ Laborversuche über Langzeitverhalten von Dichtungsmaterialien, insbe-

sondere an Tonen und Tonmineralgemischen im Kontakt mit Deponiewasser.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. J. Huder, dipl. Bauing. ETH, Institut für Grundbau und Bodenmechanik - IGB, ETHZ, 8093 Zürich.

Spreng- und Erschütterungsberatung - ein Ingenieurproblem

Von Hermann Bendel, Buchrain / Luzern

Der Stollenmineur, König seines Metiers in der klassischen Tunnelbauzeit, stösst heute bei Sprengarbeiten in überbauten Gebieten auf viel Skepsis; denn die Immissionsprobleme (Erschütterungen, Lärm, Staub, Steinwurf) sind vorrangig geworden. Es besteht deshalb das Bedürfnis von Bauverantwortlichen, über das handwerkliche Können des Sprengunternehmers hinaus, bei Planung und Ausführung von Bauten von einem Spezialisten beraten zu werden. Drei praktische Beispiele sollen aufzeigen, wie bei Erschütterungsproblemen der Grundbauingenieur als Gutachter und als neutrale Überwachungsinstanz eingesetzt werden kann.

Baustelle Froburgstrasse in Olten

In einer Baugrube mit vier Untergrössen steht ab 2 m kompakter Jurakalk an, der nur mit Sprengungen wirtschaftlich abgebaut werden kann.

Beweisaufnahme

Der Perimeter für die vorsorglichen Beweisaufnahmen wird aufgrund der Erfahrung auf 50 Meter festgelegt. An 25 Liegenschaften werden von Spezialisten bestehende Risse und andere Schäden protokolliert.

Probesprengungen

Bei sieben Probesprengungen werden die Lademengen, die Zeitabstände zwischen den Zündstufen und die Lage innerhalb der Baugrube variiert. Die Schwingungen werden an je sechs Messpunkten nach Vektoren, Komponenten und Frequenzen registriert. Die Regressionsauswertung ergibt folgendes Gesetz bezüglich Erschütterungsübertragung:

$$(1) \quad V = 350 \frac{Q^{0.8}}{D}$$

V = Erschütterungsvektor (mms⁻¹)
Q = Lademenge pro Zündstufe (kg)

Aus dieser Serie sind im Schweizer Ingenieur und Architekt bereits in folgenden Nummern Beiträge erschienen:

- SI+A Heft 13/87
- SI+A Heft 36/87

D = Distanz Sprengstelle-Gebäude (m)

Gemäss SNV Norm 640 312 [1] wird für die Bauwerkskategorie II bei den vorherrschenden Frequenzen von 80 bis 100 Hz festgelegt, dass der Erschütterungsvektor beschränkt bleiben muss auf

$V \leq 20 \text{ mms}^{-1}$ für das Gros der Sprengungen

$V \leq 25 \text{ mms}^{-1}$ für gelegentliche Spitzen

Mit Formel (1) wird der Zonenplan wie aus Bild 1 ersichtlich erstellt:

Submission

Die Bauleitung erstellt mit dem Zonenplan ein Devis. So ist bei der Submission gewährleistet, dass alle Unternehmer mit gleichen Voraussetzungen rechnen. Nachforderungen bleiben aus, da nach effektiv angewandten Ladungen abgerechnet wird.

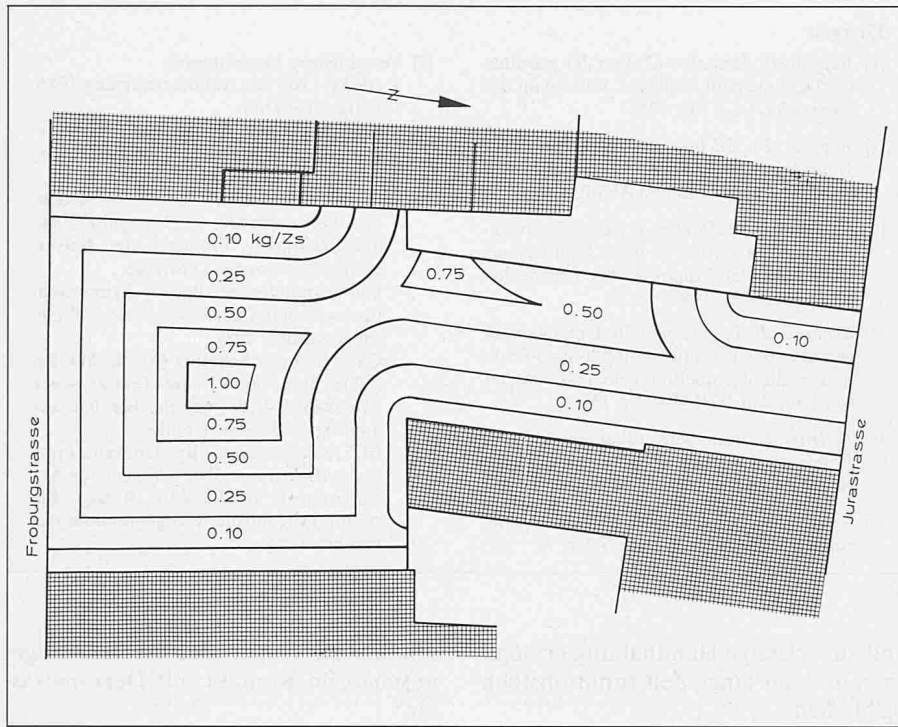
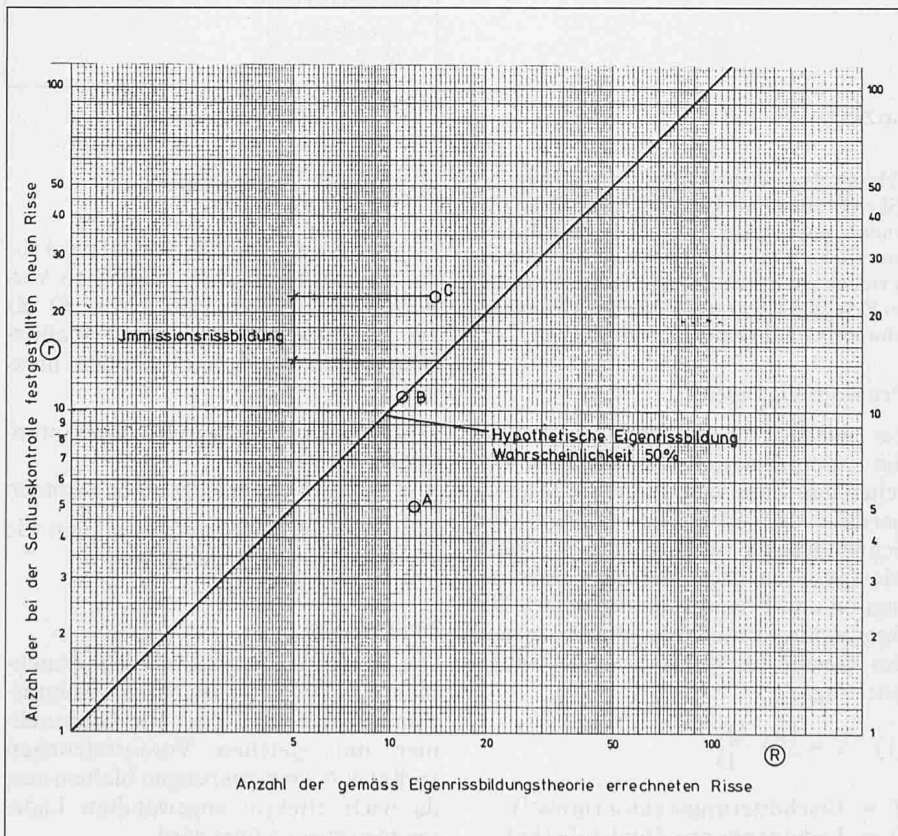


Bild 1. Zonenplan der zulässigen Lademengen

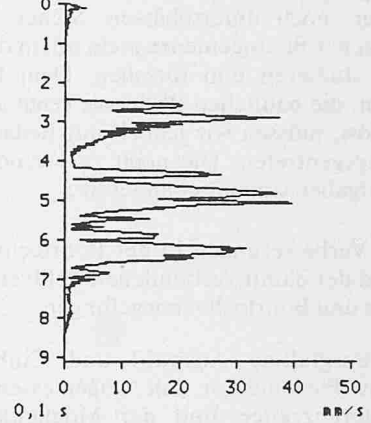
Bild 2 (rechts). Registrierstreifen. Sprengung an einer anderen Baustelle

Bild 3. Rissbildungsdiagramm

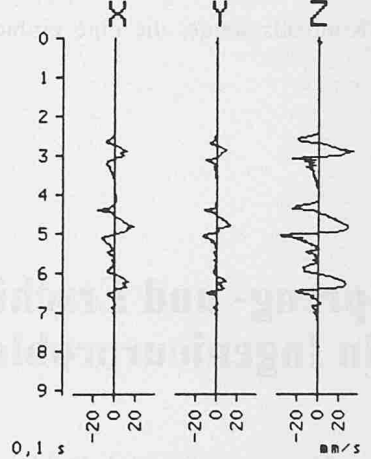


Baustelle : OLTEN
Zentralgerät F.Nr. : 1
24.10.86 9:25
Messstelle Nr. : 1 HAUS 43
Geophonnummer : 4
Ereignisnummer : 17
Vektor Xmax Ymax Zmax
46.45 21.84 15.74 42.12 [mm/s]

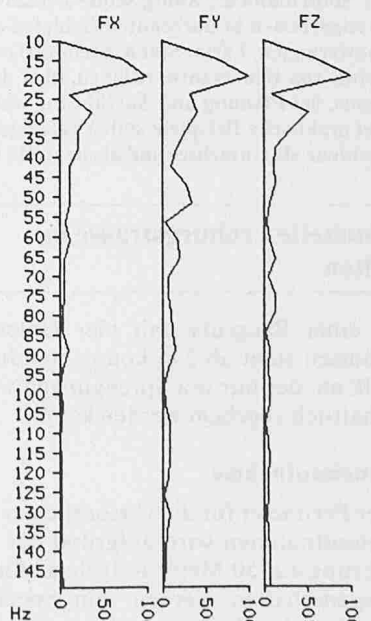
VEKTORKURVE



KOMPONENTEN



FREQUENZANALYSE



Dauerüberwachung

Das aus den Versuchsmessungen gewonnene Erschütterungsgesetz gilt lokal. Das Gestein variiert jedoch in seinen Eigenschaften vor allem nach der Tiefe.

An der Froburgstrasse werden z. T. als Folge von Reklamationen aus der Nachbarschaft bis 6 Seismografen zur Kontrolle der effektiven Sprengerschütterungen eingesetzt (Bild 2).

Schlusskontrollen / Beurteilung der Rissbildung

Trotz allen Vorsichtsmassnahmen werden die Richtwerte für die Erschütterungen gelegentlich überschritten. Es ist deshalb unerlässlich, von sämtlichen Liegenschaften ein Schlussprotokoll zu erstellen; dies um so mehr, als in nächster Umgebung bereits neue Baustellen in Angriff genommen werden.

Nach einer gewissen Zeitspanne stellt man in einem Gebäude fast immer eine Zunahme der Risse fest, eine Folge des natürlichen Alterungsprozesses. Diese Rissbildung, die nicht durch äussere Kräfte verursacht wird, definieren wir als Eigenrissbildung. Von den Rissbildungen während einer länger dauernden Bauzeit müssen fairerweise nur jene vergütet werden, die auf Immissionen zurückzuführen sind.

In Zusammenarbeit mit dem Forschungsinstitut für Mathematik der ETH Zürich haben wir folgende Formeln entwickelt:

$$R = x \cdot \frac{d_M^3(1-d_M)}{1-d_M^3} = x\alpha$$

R = Prognose der Eigenrissbildung
 x = Anzahl alte Risse (bei der Erstaufnahme)
 a = Alter des Gebäudes
 t = Beobachtungszeit
 d_M = Schwundfaktor

Das Prognoseintervall (Vertrauensgrenze) ist gegeben durch

$$I_{90} = [R \pm 1.65 \sqrt{R(1+\alpha)}]$$

Zeichnet man die zusätzlichen Risse nach Bauvollendung und die theoretische Eigenrissbildung in einem Diagramm auf, so ergeben sich drei Grundfälle:

Haus A:

Die Rissbildung während der Bauzeit liegt unter der Erwartungskurve.

Haus B:

Diese Rissbildung ist während der Bauzeit mit 50% Wahrscheinlichkeit zu erwarten.

Haus C:

Die Rissbildung während der Bauzeit liegt deutlich über der Erwartungskurve.

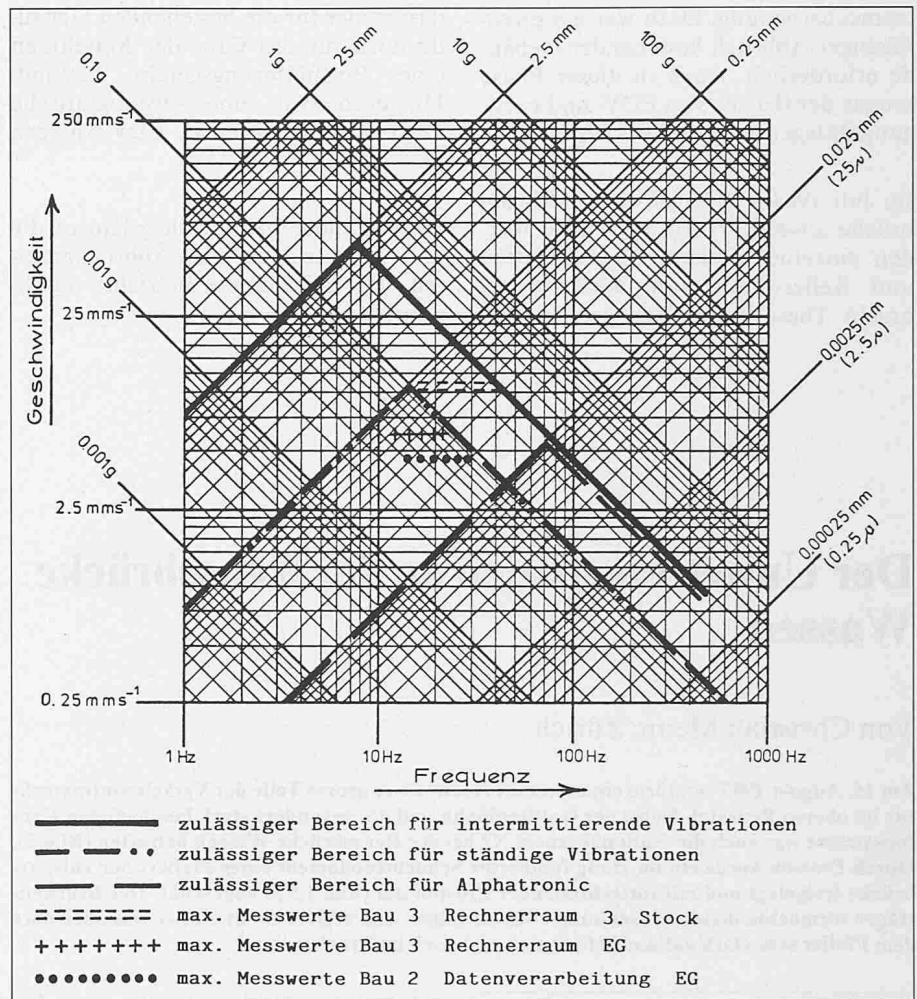


Bild 4. Schwingungsdiagramm von EDV-Anlagen

ve. Eine Immissionseinwirkung liegt mit hoher Wahrscheinlichkeit vor.

Vergütung:

Für die Häuser A und B ist keine Entschädigung zu bezahlen. Beim Haus C sind die Immissionsrisse, d. h. die Anzahl Risse oberhalb der 50% Wahrscheinlichkeitskurve zu vergüten.

Sprengung des alten Gaswerkes Winterthur

Die Städtischen Werke Winterthur brechen z. Z. diverse Gebäude mit Sprengungen ab.

Durch die Spreng- und Fallerschütterungen sind Nachbargebäude sowie die Leitungen des Gasverbandes Ostschweiz im Werkareal gefährdet. Aufgrund früherer Erfahrungen lautet die Empfehlung auf $Q_{\max} = 8$ kg pro Zündstufe in 24 m Distanz zu Gebäuden und Leitungen. Zur Festlegung der zulässigen Fallenergie werden Vorversuche mit Lasten von 5 t aus Höhen von 5, 10 und 20 Metern ausgeführt. Bei einer Fallenergie von 3660 mt wird eine kritische Distanz von 50 Metern zu Leitungen und Gebäuden ermittelt.

Am 7. November 1986 sprengte die Ls Kp II/27 das alte Ofenhaus mit einem Gewicht von 1220 t. Das Gebäude wurde von 19 Säulen getragen. Bei insgesamt 13 Säulen wurden mit 8 Zündstufen ($Q_{\max} = 8$ kg/ZS) die untersten 3 m herausgeschossen. Das Ofenhaus sackte aus der zulässigen Fallhöhe von 3 m ab und kippte seitlich auf ein noch bestehendes Abbruchgebäude.

Die Erschütterungsmessungen bei der Abbruchsprengung des Ofenhauses zeigten:

- Die Sprengerschütterungen bestätigten das erwartete Abnahmegesetz sehr gut
- Die Fallerschütterungen waren niedrig, eine Folge der beträchtlichen Polsterwirkung des noch bestehenden Abbruchgebäudes.

Erschütterungsschutz von EDV- und Betriebsanlagen

Zentrumsüberbauung Autophon AG, Solothurn

Die Autophon AG in Solothurn erstellte in den Jahren 1984/85 eine neue Zen-

trumsüberbauung. Dazu war ein grossflächiger Abbruch bestehender Gebäude erforderlich. Auch in dieser Phase musste der Betrieb von EDV- und Fertigungsanlagen gewährleistet bleiben.

Im Juli 1984 wurden diverse Probeabbrüche ausgeführt. Im speziellen wurden einzelne Mauern, Sheds, Platten und Kellerwände zum Einsturz gebracht. Diese Vorabklärungen zeigten,

dass weder für die bestehenden Gebäude noch für das Gros der Maschinen eine Erschütterungsgefahr bestand. Hingegen war eine seismografische Überwachung bei drei EDV-Anlagen erforderlich.

Unter ständiger Kontrolle gelang es, die zwei Monate dauernden Abbrucharbeiten ohne Störung des Betriebes durchzuführen.

Literatur

- [1] «Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke» SN Norm 640 312
- [2] «Stochastische Modelle zur statistischen Beurteilung von Risskontrollen» Dr. W. Maurer (unveröffentlicht).

Adresse des Verfassers: Hermann Bendel, dipl. Bauingenieur EPFL/SIA/ASIC, Dr. sc. techn., Geotechnisches Büro, Hofmattweg 1, 6033 Buchrain/Luzern.

Der Unwetterschaden an der Reussbrücke Wassen

Von Christian Menn, Zürich

Am 15. August 1987 zerstörte ein extremes Hochwasser grosse Teile der Verkehrsinfrastruktur im oberen Reusstal. Nebst der Gotthardbahn und der besonders stark beschädigten Kantonsstrasse war auch die Nationalstrasse N2 bei der Reussbrücke Wassen betroffen (Bild 1). Durch Erosion wurde ein im Hang fundiertes Schachtfundament eines Pfeilers der Talspurbrücke freigelegt und mit fortschreitender Erosion um rund 1,5 m abgesenkt. Der Brückenträger vermochte dieser Einsenkung zwar zu folgen und stürzte nicht ein, er riss aber über dem Pfeiler sehr stark auf und befand sich praktisch im Bruchzustand.

Die Nationalstrasse N2 im Raum Wassen

Im oberen Reusstal befinden sich die bedeutenderen Ortschaften wie Amsteg, Wassen und Göschenen immer bei einer Talverzweigung. Hier haben die Gletscher bei ihrem Rückzug Morä-

neterrassen abgelagert, die eine bescheidene Besiedlung ermöglichten. Wassen liegt auf dem Moräneschuttkegel, den die Gletscher aus dem Reuss und dem Meiental gebildet haben. Die Meienreuss hat sich nördlich von Wassen tief in diesen Schuttkegel eingegraben, die Gotthardreuss fliesst östlich am Fuss des Schuttkegels vorbei.

Die Nationalstrasse N2 erreicht den Raum Wassen von Amsteg kommend auf der rechten Talseite und führt dann über die Reuss auf die Terrasse von Wassen, wo sich der Anschluss an die Sustenstrasse befindet (Bild 2). Die Brücke überquert das Reusstal in 35 m Höhe in einem Winkel von etwa 45°. Auf der rechten Talseite befindet sich der Brückenanfang in einem künstlich errichteten Damm, der bergseits der Strasse als Lawinenschutz ausgebildet ist. Auf der linken Talseite endet die Brücke hinter der überführten Kantonsstrasse, die von der Meienreussbrücke kommend in zwei Kehren zum Dorf Wassen hinaufführt. Die Nationalstrassenbrücke besteht aus zwei gleichartigen parallelen Bauwerken: Der oberwasserseitigen Talspurbrücke und der unterwasserseitigen Bergspurbrücke. Beide Brücken sind als vorge-spannte Betonbalkenbrücken ausgebildet. Die Talspurbrücke ist 232 m lang und weist fünf Felder mit Spannweiten von 40 - 64 - 48 - 32 m auf. Die Bergspurbrücke ist mit 192 m Länge etwas kürzer, die Spannweiten der vier Felder betragen 48 - 64 - 48 - 32 m.

Die Reuss wird von beiden Brücken jeweils mit der Hauptspannweite von 64 m überquert. Bei diesen Hauptfeldern wurden die Pfeiler der beiden Brücken in Flussrichtung gegeneinander versetzt, etwa 20 m ausserhalb des eigentlichen Reussbettes fundiert und durch Wuhrbauten gegen das Reuss-Hochwasser geschützt. Das Flussbett besteht auf der ganzen Breite zwischen dem Fuss des Moränekegels und dem rechten Talhang aus grobblockigem Material; hier setzen grosse Granitblöcke dem Fluss einen hohen Erosionswiderstand entgegen. Die Brückenträger beidseits der Reuss wurden etwa auf dem Niveau des Flusstalweges mit 1,6 m dicken Eisenbetonplatten auf solchen stabilen Blöcken fundiert und der Höhe der Wuhrbauten entsprechend 3 bis 4 m hoch eingeschüttet.

Bild 1 (unten). Reussbrücke Wassen, Ansicht talaufwärts. Die Reuss fliesst in einem 25 m breiten, kanalisierten Bett

Bild 2 (rechts). Situation der Brücke. Der Pfeil markiert den abgesackten Pfeiler

