Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 89 (1971)

Heft: 20: Sondernummer der ASIC

Artikel: Erdbebensicherung im Bauen: das Schulhaus "Heinrich Pestalozzi" in Skopje, Jugoslawien

Autor: Siegenthaler, Rolf

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-84854

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: 16.12.2025

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

– le choc d'un navire de 38 000 tdw accostant à une vitesse de 12 cm/s.

Les amortisseurs sont dimensionnés, de sorte que les sollicitations de la structure dues au choc d'accostage ne dépassent pas celles dues aux forces d'amarrage. Pour l'appréciation des forces agissant sur les amortisseurs, il a fallu considérer plusieurs hypothèses d'accostage, la part d'énergie cinétique à absorber et le nombre d'amortisseurs touchés variant selon l'angle de présentation du navire par rapport à l'appontement.

A Okha, les charges étaient de même genre, mais de valeurs nettement inférieures; toutefois, il a fallu prendre en considération l'effet du séisme.

Eléments de la structure (fig. 2)

1. Dalle de tablier

Cette dalle est coulée sur place. Outre ses fonctions de support de charges verticales et de table de compression des poutres longitudinales, elle assure la répartition de forces horizontales (choc d'accostage, vent) sur les portiques constitués par les poutres maîtresses et les pieux. Dans ce cas, elle est calculée comme plaque continue sur appuis élastiques. Le bétonnage s'est fait par tranches alternées, afin de réduire les efforts dus au retrait sur la structure.

2. Poutres longitudinales

Sauf celles disposées sous les rails des déchargeurs, les poutres longitudinales sont de types similaires: pièces préfabriquées en forme de T, les ailes servant de coffrage à la dalle et les parois transversales de coffrage à la partie supérieure, coulée sur place, des poutres maîtresses.

A Okha, la disposition d'une entretoise au centre de travée répartissant les charges a permis de construire la majorité des poutres de même section et pratiquement de même armature. A Ensenada, cette solution n'a pas été retenue. Les dimensions des poutres varient selon la charge, mais elles sont toutefois choisies de façon à pouvoir utiliser un seul type de moule.

Pour des raisons de capacité d'engins de levage, les poutres, de dimensions importantes, disposées sous les rails des déchargeurs, ont été construites d'une autre façon: semelle inférieure, épaisseur 30 cm sur une largeur de 105 cm préfabriquée, sur laquelle le reste de la poutre est coulé sur place.

Système statique: poutre simple à la pose, poutres continues pour la reprise des surcharges verticales et, en combinaison avec les rangées de pieux, portique à travées multiples pour la reprise des efforts de freinage.

3. Poutres maîtresses

Les poutres maîtresses des viaducs d'accès sont constituées par une partie inférieure préfabriquée, sur laquelle se posent les poutres longitudinales, et une partie supérieure coulée sur place entre ces dernières.

A cause des limites imposées par la capacité des engins de levage, les poutres de l'appontement ont été conçues différemment. Seule une semelle de 1 m d'épaisseur est préfabriquée. Celle-ci est divisée en six pièces travaillant comme poutre *Gerber* et formant un carcan autour des cages d'armature en attente des pieux. Sur cette semelle est coulée une seconde partie de la section jusqu'au niveau du dessous des poutres longitudinales. Celles-ci sont ensuite posées, ce qui permet le bétonnage de la dernière partie des poutres maîtresses.

En stade définitif, les poutres maîtresses forment avec les pieux des portiques résistant aux forces horizontales, telles que le choc d'accostage, le vent, etc. La force horizontale maxima calculée sur un portique est de 39 t; elle résulte de l'action d'un vent exceptionnel (150 kg/m²) sur les déchargeurs et un navire.

4. Joint

Afin de dissocier le viaduc des forces horizontales plus importantes agissant sur l'appontement et aussi afin de réduire les efforts dans les pieux, dus aux variations de température, les tabliers sont séparés par un joint. A cet endroit, le tablier du viaduc s'appuie sur des blocs *Lastoflon* fixés sur la première poutre maîtresse de l'appontement.

5. Pieux

Le choix du diamètre, ainsi que le dimensionnement géotechnique des pieux a été établi par Solexperts S. A. Pour le calcul des contraintes du béton et de l'armature, il a été tenu compte d'un encastrement dans le sol, en admettant un module de réaction horizontale du sol croissant linéairement, à partir du niveau des premières couches de terrain consistantes.

Adresse de l'auteur: *J.-P. Hühn,* ingénieur, chez Ed. Bourquin & G. Stencek, membres ASIC, 8, chemin Rieu, 1208 Genève.

Erdbebensicherung im Bauen

DK 699.841:727.1

Das Schulhaus «Heinrich Pestalozzi» in Skopje, Jugoslawien, von **Rolf Siegenthaler,** Zürich

Einleitung

Das Erdbeben vom 26. Juli 1963 in Skopje, Jugoslawien, zerstörte grosse Teile der Stadt, forderte über 1200 Todesopfer und machte über hunderttausend Menschen obdachlos. Im Rahmen der internationalen Hilfsaktionen, die spontan einsetzten, beschloss die Schweizer Gruppe der Interparlamentarischen Union, eine Geldsammlung für den Bau eines Schulhauses durchzuführen.

Mit der Projektierung des Schulhauses «Heinrich Pestalozzi» in Skopje wurden als Architekt *Alfred Roth,* Professor für Architektur an der ETH, und als Bauingenieure *C. Hubacher,* Dr. *E. Staudacher* und *R. Siegenthaler* in Zürich betraut. Der Bau, der in der «NZZ», Beilage Technik vom 9. Februar 1970 beschrieben ist, wurde in der Zeit vom September 1966 bis Ende 1968 ausgeführt und am 12. Januar 1969 eingeweiht.

Die interessanteste technische Einzelheit an diesem Bau ist eine neuartige, erdbebensichere Auflagerung, die in der Folge beschrieben wird. Die Dämpfungskörper für das Pestalozzi-Schulhaus in Skopje wurden durch die Firma Huber & Suhner AG in Pfäffikon ZH geliefert. Umfangreiche Modellversuche und Materialtests bei Huber & Suhner AG unter der Leitung von Prof. Held sowie an der EMPA Dübendorf haben die Eignung der gewählten Form und Materialqualität für die Dämpfungskörper bewiesen.

Das System ist in vielen Ländern patentiert, und man hofft, es unter dem Namen *«Seismafloat»* auch in anderen Erdbebengebieten zur Anwendung zu bringen. Allerdings besteht eine grosse Schwierigkeit gegen eine allgemeine Anwendung des Seismafloat-Systems darin, dass in allen Ländern mit häufig auftretenden Erdbeben die Normen eine starre Ausbildung der Bauten ohne Zwischenlagerung von Dämpfungskörpern vorschreiben.

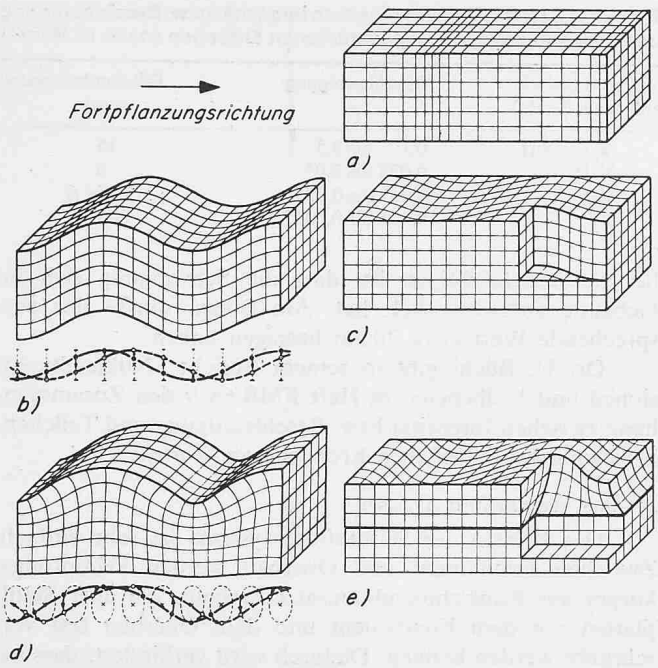


Bild 1. Augenblicksbilder der verschiedenen Arten von Erdbebenwellen (nach Jung, 1953, Abb. 60)

a Verdichtungswelle (P)
b Scherungswelle mit vertikaler Schwingungsrichtung (S)
c Scherungswelle mit horizontaler Schwingungsrichtung (S)
d Rayleigh-Welle (M)
e Querschwingungs-Love-Welle (L)

Die Mehrkosten für den Einbau des Seismafloat-Systems betragen je nach Verhältnissen zwischen 5 und 25 % der Rohbaukosten, was eine relativ bescheidene Verteuerung im Vergleich zum gebotenen Schutzgrad bedeutet. Das System eignet sich auch für andere Anwendungen, zum Beispiel Schutz von Gebäuden mit empfindlichen Einrichtungen vor Verkehrserschütterungen oder Schutz militärisch wichtiger Objekte vor Erdbebenerschütterungen infolge Nuklearexplosionen.

1. Erdbeben

Erdbeben sind natürliche Erschütterungen der festen Erde, die von einer im Erdinnern gelegenen Quelle ausgehen und sich durch und über die Erde verbreiten. Sie entstehen, wenn gespannte Energien in der Erde plötzlich frei werden. Man unterscheidet tektonische (90 % aller Erdbeben sind tektonisch), vulkanische (7 %) und Einsturz-Erdbeben (3 %). Sie pflanzen sich im Untergrund und an der Erdoberfläche wellenförmig fort, wobei die Art und

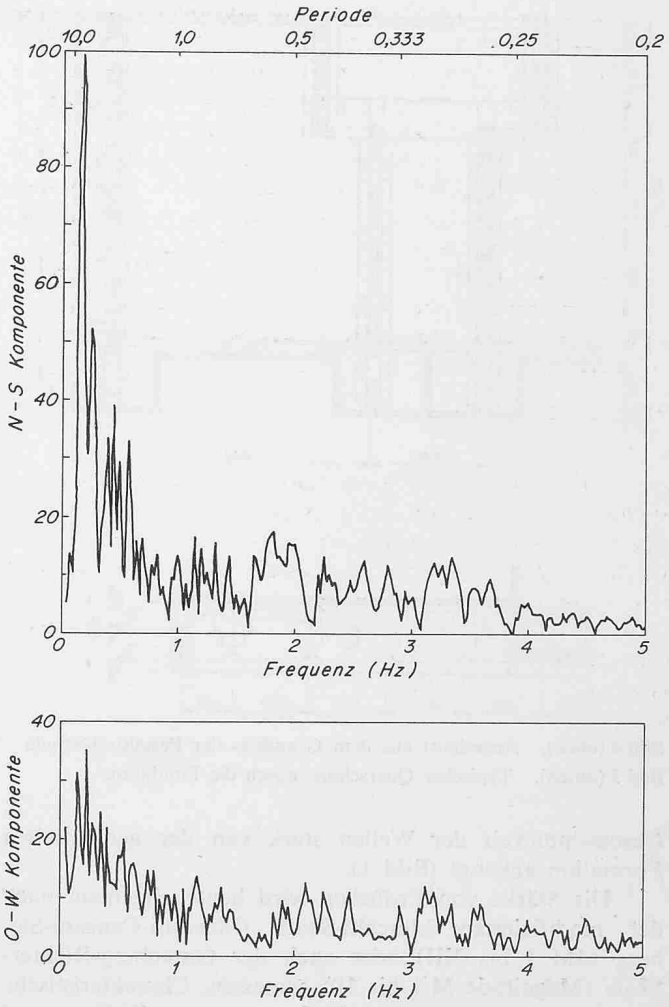


Bild 2. Charakteristische Messwerte des Niigata-Erdbebens von 1964 in Japan (nach Yasuo Sato)

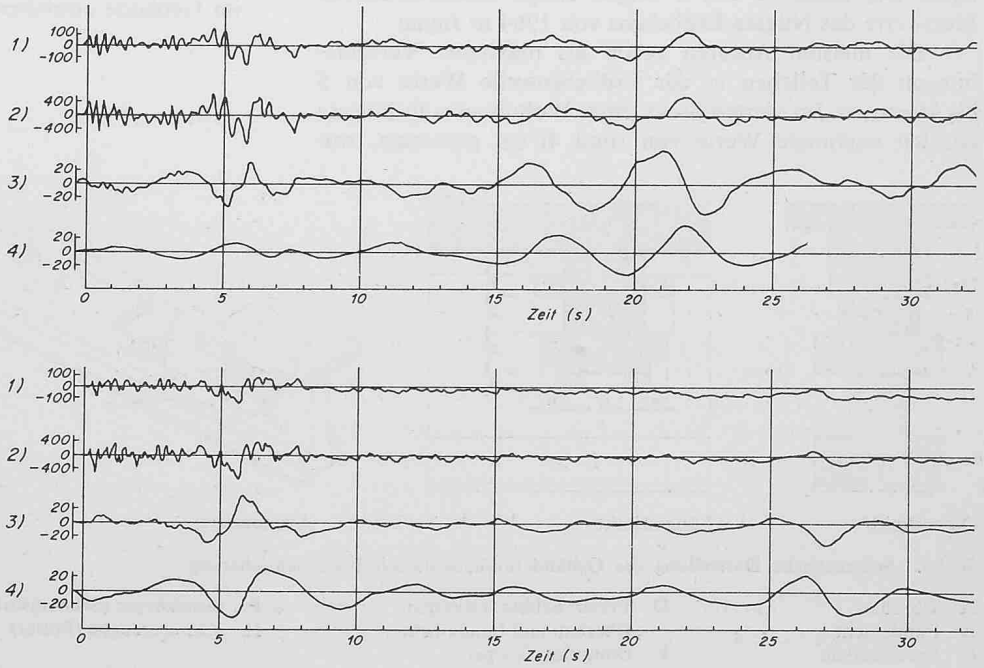
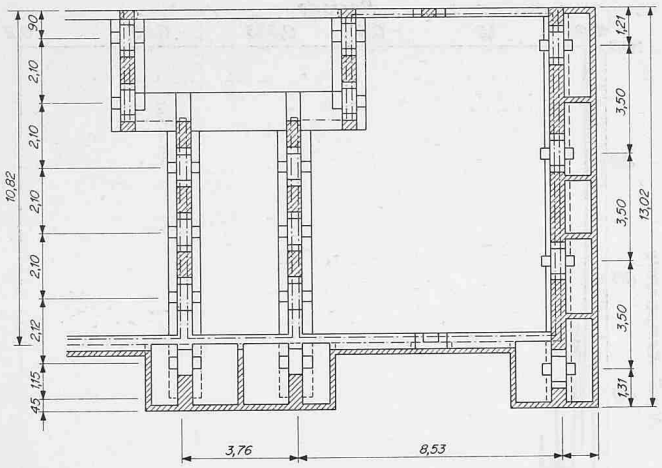


Bild 3. Charakteristische Messwerte des Niigata-Erdbebens (nach Yasuo Sato)

1 SMAC-Seismogramm cm/s² (GAL)
2 Beschleunigung in cm/s² (GAL)
3 Geschwindigkeit in cm/s
4 Verschiebung in cm



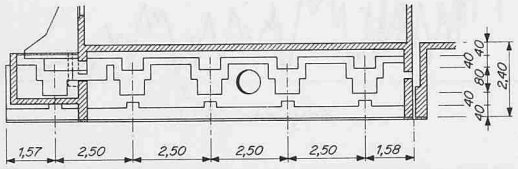


Bild 4 (oben). Ausschnitt aus dem Grundriss der Pestalozzi-Schule
Bild 5 (unten). Typischer Querschnitt durch die Fundation

Geschwindigkeit der Wellen stark von der geologischen Formation abhängt (Bild 1).

Die Stärke von Erdbeben wird heute allgemein nach der modifizierten Mercalli-Skala (Mercalli-Cancani-Sieberg MM I bis XII) oder nach der Gutenberg-Richter-Skala (Magnitude M 1 bis 10) gemessen. Charakteristische Grössen der beobachteten Erdbewegungen (Wellen) sind Frequenz, Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung eines Teilchens im Untergrund oder an der Oberfläche.

Zwischen diesen charakteristischen messbaren Werten und der Stärke des Erdbebens nach Mercalli oder Richter bestehen gewisse Zusammenhänge, die jedoch stark variieren. Aus diesem Grund ist es wichtig, genaue Messwerte verschiedener Erdbeben zu kennen und beim Entwurf der erdbebensicheren Lagerung von Bauwerken zu berücksichtigen. Die Bilder 2 und 3 zeigen einige charakteristische Messwerte des Niigata-Erdbebens von 1964 in Japan.

Die meisten Autoren geben als maximale Verschiebungen der Teilchen in der Erdbebenwelle Werte von 5 bis 10 cm an. Im vierten Stock eines Wohnhauses in Niigata wurden maximale Werte von rund 40 cm gemessen, wobei zu berücksichtigen ist, dass die Schwingung sich im Gebäude aufgeschaukelt hat. Am Boden dürfte der entsprechende Wert etwa 20 cm betragen haben.

Tabelle 1. Zusammenhang zwischen Intensität bzw. Beschleunigung und Teilchenbewegung bei natürlichen Erdbeben (nach U. Büchi)

Intensitätsgrad (Mercalli-Skala)	Beschleunigung g	Teilchenbewegung (cm)
X bis XII	0,1 bis 0,5	15
VIII	0,025 bis 0,05	6
VII	0,01 bis 0,025	5 bis 6
VI	0,001 bis 0,0025	0,1

Dr. U. Büchi gibt in seinem Bericht «Nuklearexplosionen und Erdbeben» im Heft FMB 68–9 den Zusammenhang zwischen Intensität bzw. Beschleunigung und Teilchenbewegung bei natürlichen Erdbeben an (Tabelle 1).

2. *Das Seismafloat-System*

Das Prinzip des Seismafloat-Systems ist sehr einfach. Zwischen Fundament und Oberbau werden Dämpfungskörper aus Kautschukvulkanisat eingebaut, die über Stahlplatten mit dem Fundament und dem Oberbau fest verschraubt werden können. Dadurch wird verhindert, dass bei grossen Auslenkungen die Dämpfungskörper aus ihren Lagern fallen. Damit die vorgesehenen Bewegungen während eines Erdbebens sich in allen Richtungen frei auswirken können, müssen zwischen Fundament und Oberbau grössere Zwischenräume vorhanden sein. Diese werden während dem Bau durch Einlage von Futterholz erzeugt.

Für die Bemessung des Seismafloat-Systems wurden im Pestalozzi-Schulhaus in Skopje folgende Bedingungen gestellt:

a) Die maximalen Teilchenverschiebungen im Untergrund sollen innerhalb eines Rotationsellipsoids mit vertikaler Achse von 230 mm Höhe sowie maximalem Horizontaldurchmesser von 400 mm liegen

b) Die Teilchenverschiebungen im Untergrund dürfen in beliebiger Richtung und mit Beschleunigungen von bis zu 15 g erfolgen

c) Das System soll gegen alle in den Normen vorgeschriebenen Horizontallasten (Wind) ausgesteift sein. Diese Aussteifungen sollen jedoch zusammenbrechen, sobald durch Erdbeben Horizontalkräfte auftreten, welche die zulässigen Fliessspannungen des Konstruktionsmaterials im Gebäude erreichen könnten

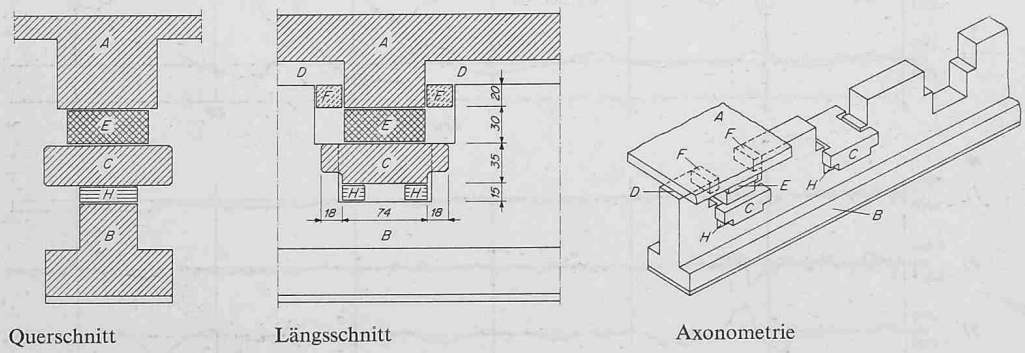


Bild 6. Schematische Darstellung des Gebäudefundaments mit Erdbebensicherung

A Überbau
B Fundament
C Spannbalken
D Freier Schlitz zwischen Überbau und Fundament
E Dämpfungskörper
F Stützkörper (Schaumstoff)
H Zwischenlagen (Futter)

Bild 7. Tragwand im Fundament. Der Dämpfungskörper ist fertig gespannt. Distanzhalter (Keile) aus Eisenbeton und Folien liegen unter dem Spannbalken und fixieren Lage und Spannung

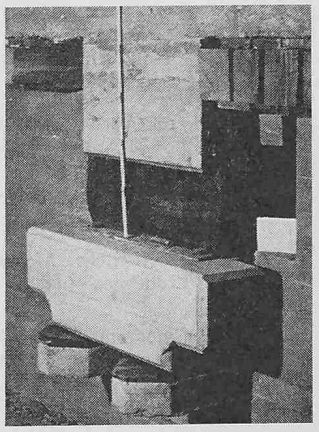


Tabelle 2. Federkennwerte der Original-Dämpfungselemente

Statische Einfederung bei 45,5 Mp/Element	74	mm
Statische Einfederung bezogen auf die Kautschukdicke	21	%
Statische Eigenfrequenz, vertikal	1,85	Hz
Dynamische Eigenfrequenz, vertikal	~ 2,03	Hz
Abstimmung, vertikal:		
gegenüber 5 Hz	2,46	
gegenüber 30 Hz	14,8	
Isoliergrad, vertikal:		
gegenüber 5 Hz	0,198	
gegenüber 30 Hz	0,005	
Isolierwirkung, vertikal:		
gegenüber 5 Hz	80,2	%
gegenüber 30 Hz	99,5	%
Schubfederkonstante je Element	~ 742	kp/cm
Eigenfrequenz horizontal	0,64	Hz
Abstimmung horizontal:		
gegenüber 5 Hz	7,82	
gegenüber 30 Hz	46,9	
Isoliergrad, horizontal:		
gegenüber 5 Hz	0,017	
gegenüber 30 Hz	0,0005	
Isolierwirkung, horizontal:		
gegenüber 5 Hz	98,3	%
gegenüber 30 Hz	99,95	%
Druckverformung max. (statisch 115 mm)	198	mm
Druckverformung relativ	54	%
Zugverformung max. (stat. Druck –115 mm)	41	mm
Zugverformung relativ	11,7	%
Maximale Schubauslenkung ± 200 mm bezogen auf ungespannte Kautschukdicke	± 57	%
Rückstellkraft bei maximaler Druckverformung	~ 220	Mp
Rückstellkraft bei maximaler Zugverformung	~ 15	Mp
Rückstellkraft bei maximaler Schubauslenkung (mit normaler statischer Druckbelastung)	~ 15	Mp
Energieabsorption bei Stössen (aus Schlagversuchen mit Pendelhammer bei der EMPA)	40	%
Formfaktor für das Federelement	0,5	

d) Aus dynamischen Gründen muss der Massenschwerpunkt des Gebäudes über dem Flächenschwerpunkt der Dämpfungskörper liegen

e) Die Dämpfungskörper müssen jederzeit ohne grossen Aufwand ausgewechselt werden können.

Die Dämpfungskörper werden erst nach Beendigung des Oberbaues eingebracht, um die progressiven Einsenkungen mit zunehmendem Gewicht zu vermeiden. Die beim Einbau der Dämpfungskörper mittels hydraulischen Pressen erzeugten Auflagerdrücke sind so berechnet, dass sich das Gebäude um etwa 5 mm von den Fundamenten abhebt. Dadurch wird es möglich, die Futterhölzer zu entfernen, nachdem vorher noch die Stützkörper zur Aufnahme der horizontalen Nutzlasten eingebaut wurden. Damit ist das System funktionsfähig.

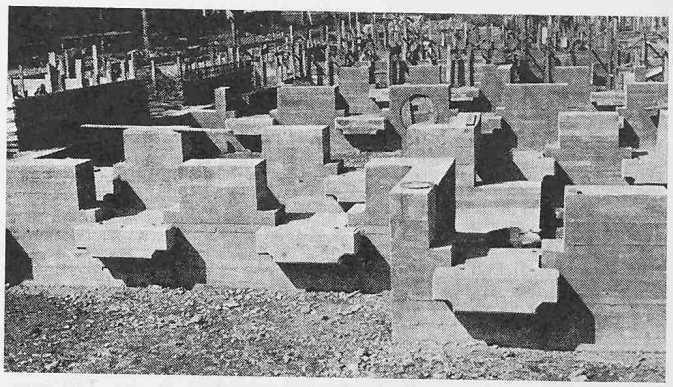


Bild 8. Unterteil der Fundamentquermauern. Die Spannbalken (C in Bild 6), auf denen nach Bauvollendung die Dämpfungskörper liegen und auf denen schliesslich der ganze Bau ruht, sind eingelegt

Im Pestalozzi-Schulhaus in Skopje sind im ganzen 54 Dämpfungskörper mit einer Nutzlast von 45,4 t und Abmessungen von 700 × 700 × 350 mm eingebaut worden (Bilder 4 und 5). Bild 6 zeigt das Gebäudefundament mit Erdbebensicherung. Die Bilder 7 bis 10 zeigen einige Einzelheiten der erdbebensicheren Lagerung nach dem Seismafloat-System, wie es hier zur Anwendung kam.

3. *Die Dämpfungskörper*

Für die Bemessung der Dämpfungskörper wurden in Skopje folgende Bedingungen gestellt:

a) Der Werkstoff muss hochelastisch sein, damit er die in jeder beliebigen Richtung möglichen grossen Punktverschiebungen ohne Beschädigung aufnehmen kann

b) Druck- und Schubmodul des Werkstoffes müssen innerhalb der am Standort des Gebäudes möglichen Temperaturschwankungen konstant bleiben, damit auch die

Bild 9. Der Dämpfungskörper mit aufvulkanisierten Stahlplatten wird spannungslos auf den Spannbalken C (Bild 6) aufgeschraubt. Darüber befindet sich der Nocken der tragenden Querwand A des Oberbaues

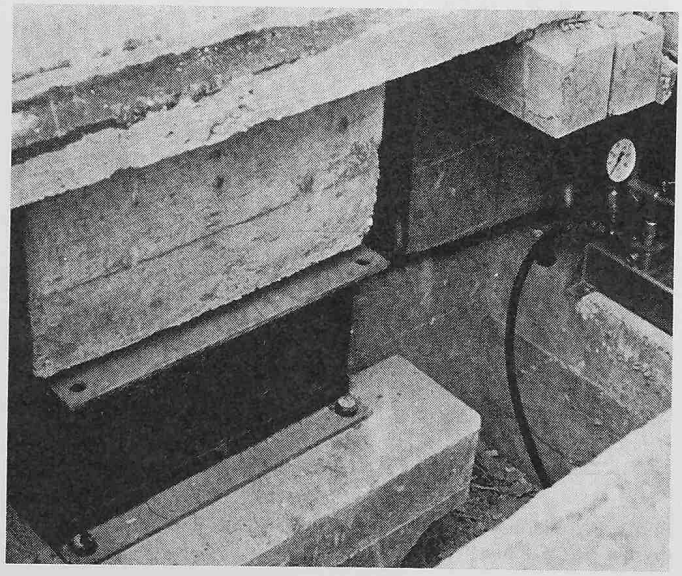
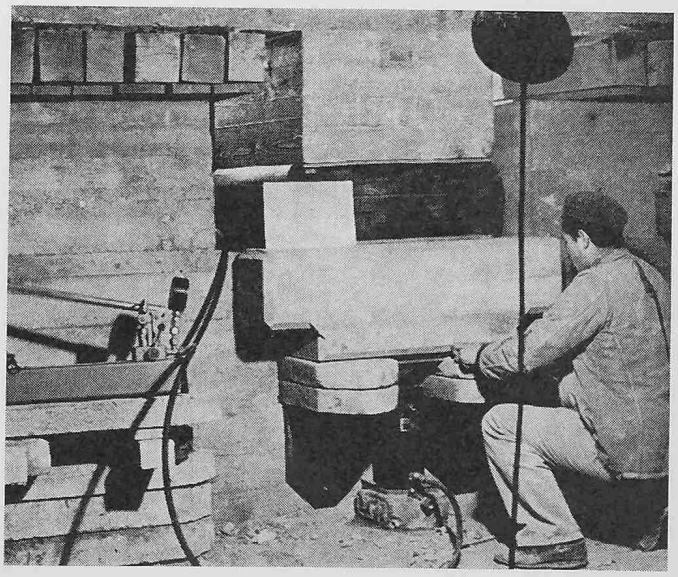


Bild 10. Zusammendrücken eines Dämpfungskörpers (E in Bild 6) mittels der auf die Fundamentbankette aufgesetzten hydraulischen Pressen. Kalibrierte Unterlagsplatten zwischen Fundament und Spannbalken C aus Eisenbeton und Folien aus Gummi fixieren den Spannbalken in seiner Lage



Konstanz der Schwingungseigenfrequenzen der gesamten Lagerung gewährleistet ist

c) Druck- und Schubmodul des Werkstoffes müssen innerhalb der möglicherweise auftretenden Erdschwingungen frequenzunabhängig bleiben. Insbesondere darf auch bei sehr rasch erfolgenden einzelnen Stössen keine Verhärtung eintreten

d) Für mögliche periodische Schwingungen muss allseitig eine möglichst hohe Isolierwirkung erreicht werden. Zugleich ist beim Auftreten einzelner Stösse auch eine gute Dämpfung (Energieabsorption) nötig

e) In keiner der möglichen Punktverschiebungen im Rotationsellipsoid (vertikale Rotationsachse $h = 230$ mm, horizontale Achse $b = 400$ mm) darf die Gefahr des Knickens eintreten

f) Das Dämpfungselement muss einfach zu montieren und wartungsfrei sein und soll eine hohe Lebensdauer erreichen.

Für die Ausführung beim Pestalozzi-Schulhaus in Skopje wurden folgende Dämpfungselemente gewählt: Grundfläche 700 × 700 mm; Höhe 350 mm; Kautschukhärte 45 ± 3 ° Shore A; Federkonstante 1,10 Mp/cm; statische Einfederung unter Gebrauchslast < 20 %; zulässige Schubauslenkung 35 °.

Adresse des Verfassers: *Rolf Siegenthaler*, dipl. Bauing. ETH/SIA/ASIC, Blümlisalpstrasse 68, 8006 Zürich.

Rückblick auf eine Pionierarbeit in Bagdad

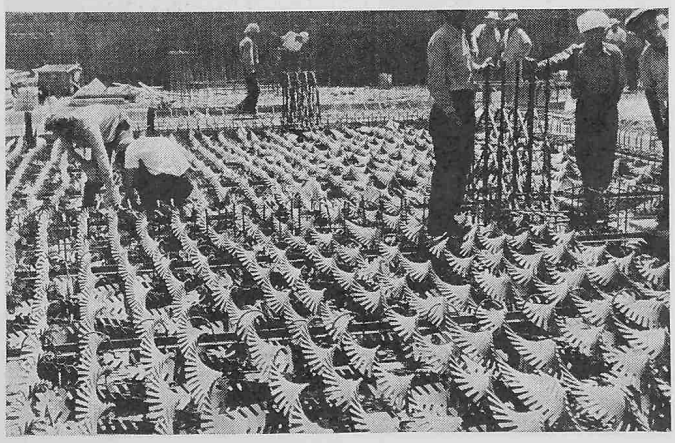
DK 624.152

Von **E. Schubiger**, Zürich

Die Umschliessung städtischer Baugruben unter dem Grundwasserspiegel erfolgt heute üblicherweise durch armierte Beton-Schlitzwände statt durch gerammte, eiserne Spundbohlen. Ein frühes Beispiel dafür bildet die Zentralbank in Bagdad (Architekt Prof. *W. Dunkel*). Nach 15 Jahren rasanter Entwicklung der Schlitzwandtechnik sei hier ein Blick auf die Anfänge gestattet. Die damals gesammelten Erfahrungen trugen wesentlich dazu bei, dass Kinderkrankheiten erkannt und später vermieden werden konnten (vgl. SBZ 1955, H. 43, S. 680—682).

Die Baugrube hat eine Grundfläche von 35 × 47 m und eine Tiefe von 8,5 m; der Grundwasserspiegel schwankt um 2 m unter der Strasse. Der Baugrund besteht aus bindigem Schlemmsand von geringer Durchlässigkeit. Zur Versteifung gegen Erd- und Wasserdruck kamen Spriessungen nicht in Frage, weil solche die einbruchsichere Tresorarmierung gestört hätten (vgl. Bild 1). Die heute gebräuchlichen, vorgespannten Erdanker waren damals noch nicht entwickelt und wären auch rechtlich von den Nachbarn kaum toleriert worden. Man half sich deshalb mit Versteifungsrippen mit einer Ausladung von 1 m an der Aussenseite der Betonwand. Diese wurden im Grundriss alle 4 m angebracht. Die Rippen bilden statisch den Steg eines T-Querschnittes und sind mit je 18 Torstahl-60-Eisen von 28 mm Durchmesser armiert. Sie halten einem Biegungsmoment von 280 mMp stand (vgl. Bild 2) und sind so steif, dass keine Setzungen von Nachbargebäuden oder Deformationen in Strassenbelägen vorkamen. Die erdbaumechanischen Berechnungen gegen hydraulischen Grundbruch ergaben eine Einbindetiefe von 8 m unter der Baugrubensohle und erwiesen sich als zutreffend für das Material der aufgeschwemmten Tigrisebene.

Bild 1. Einbruchsichere Armierung der Tresordecke, undenkbar in einer gespriessten Baugrube



Als horizontale Abstützung gegen Erd- und Grundwasserdruck dient der 50 cm starke, armierte Boden der Betonwanne, in welcher das Bankgebäude eingebettet ist. Bild 3 zeigt, wie diese Platte in Etappen betoniert wurde. Beim Aushub liess man vorerst eine Böschung unter 27 ° Neigung stehen und betonierte die Platte bis an den Böschungsfuss. Gegen dieses, von der Platte gebildete Zentrum wurde die Schlitzwand provisorisch abgespriesst, bis der Plattenrand geschlossen war. Archäologische Funde im

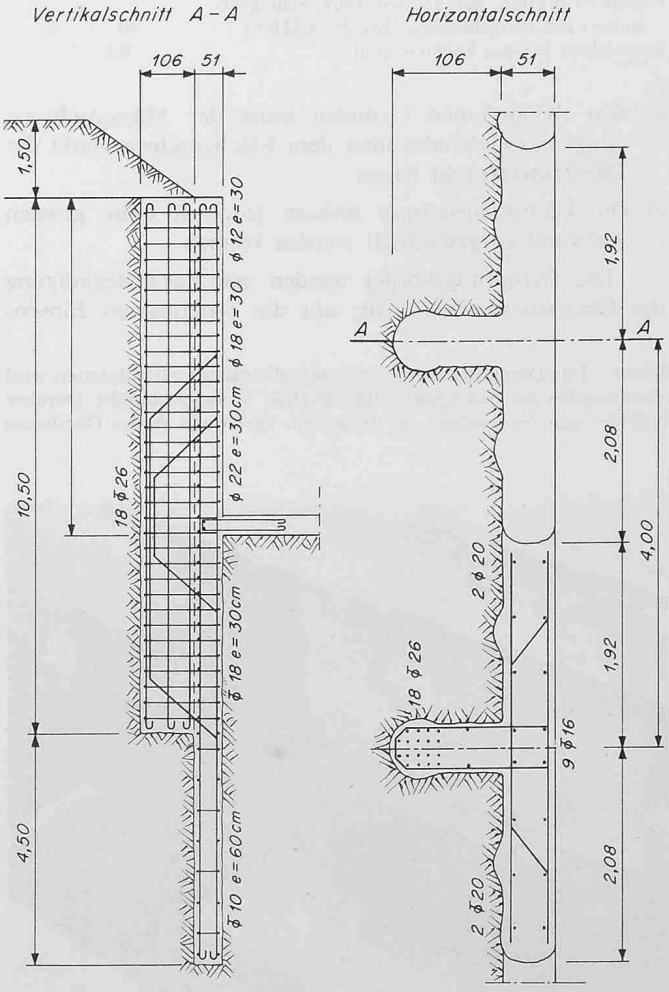


Bild 2. Armierung einer Wandrippe gegen Erd- und Wasserdruck (System *ICOS-Veder*, Mailand)