

Ueber Erdbebenwirkung auf Hochbauten

Autor(en): **Maillart, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **99/100 (1932)**

Heft 24

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-45600>

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.

INHALT: Ueber Erdbebenwirkung auf Hochbauten. — Die Wild'schen photogrammetrischen Instrumente. — Zwei Wohnhäuser am Zürichberg. — Die „Föhrenburg“ ob Erlenbach am Zürichsee. — Von der schweizer. Maschinenindustrie im Jahre 1931. — Zur Vollendung der Davos-Parsonn-Bahn. — Wagen-Absturz auf der Schauinsland-Schwebebahn bei Freiburg i. Br. — Mitteilungen: Die Dnioprostroï-Wasserkraftanlage. Die S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Stahl- und Eisenbetonbau. Natriumdampflampen und ihre Anwendung. Algerische Schmalspur-Doppel-Lokomotive. Internatio-

nale Krankenhausgesellschaft. Schäden an Stauwauern. Neue Frauenberufsschule in Brunn. Direktor des Elektrizitätswerkes Luzern. Wiederaufbau des alten Schlosses in Stuttgart. Ein Fünfzigjähriger. Gurtförderung von Beton. Zwei 160 m hohe eiserne Türme. — Zum Kapitel Berufsmoral. — Wettbewerbe: Sekundarschulhaus in Küsnacht-Zürich. Schulhausanlage in Höngg. Erweiterungsbau des Gemeindekrankenhauses in Wattwil. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Sitzungs- und Vortragskalender. — An unsere Abonnenten.

Band 100

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 24

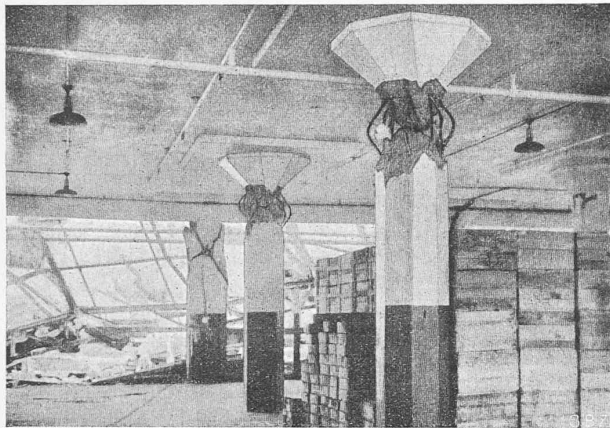


Abb. 1. Zerstörung eines Eisenbetonbaues durch Erdbeben in Japan, Sept. 1923.

Ueber Erdbebenwirkung auf Hochbauten.

Die Frage der Erdbebenwirkung ist für unser Land nicht belanglos und es ist der interessante Bericht von Dr. E. Wanner der Schweizerischen Erdbebenwarte¹⁾ nützlich und verdankenswert. Die dort versuchte Ableitung der auf die Bauwerke einwirkenden Kräfte aus den Zerstörungserrscheinungen erscheint mir indessen nicht zutreffend. Ich möchte diese meine abweichende Ansicht nachstehend begründen.

Die Wirkung eines Erdbebens ist durch Grösse und Richtung seiner Beschleunigung bedingt. Wenn auch deren direkte Messung am Erdbebenherd nicht gelungen sein mag, so scheint doch unter den Erdbebenforschern über deren Grössenordnung gute Uebereinstimmung zu herrschen. Eine Beschleunigung von 1 m/sec², also ungefähr einem Zehntel jener der Erdschwere, würde schon einem recht starken Beben entsprechen, wie es bei uns jahrhundertlang kaum eintreten dürfte. 5 m/sec² Beschleunigung wirken katastrophal und 10 m/sec², gleichkommend der Beschleunigung der Erdschwere, werden als absolutes Maximum angesehen. Dass dies zum mindesten für die Vertikalkomponente zutrifft, ist dadurch belegt, dass niemals ein Abheben von Gegenständen vom Erdboden festgestellt werden konnte. Als sicher wird angenommen, dass die Vertikalbeschleunigung im allgemeinen viel kleiner ist als die horizontale. Nehmen wir indes mit Dr. Wanner an, es können auch bei starken Beben die Vertikalstösse gleich stark werden wie die horizontalen, und legen dabei ein katastrophales Beben mit Beschleunigung $a = 0,5g$ zu Grunde, so ergeben sich folgende statischen Auswirkungen auf einen einzelnen runden Pfeiler mit Durchmesser d und Höhe h , der durch eine Kraft $P = \frac{1}{4} \pi d^2 \sigma_d$ auf Druck gleichmässig belastet sei.

Vertikale Stösse können unter diesen Voraussetzungen keine andere Wirkung haben, als die Druckspannungen bis zu den Extremen

$$\sigma_d \pm 0,5 \sigma_d = \begin{cases} + 1,5 \sigma_d \\ + 0,5 \sigma_d \end{cases}$$

zu steigern oder zu ermässigen. Diese bleiben damit in den durch den Sicherheitsfaktor gesteckten Grenzen, was übrigens auch für $a = g$ noch der Fall wäre; eine Baute könnte also unter dieser Einwirkung kaum zerstört werden,

¹⁾ „Schweiz. Bauzeitung“ Bd. 98, Seite 167* (3. Okt. 1931). Das jenem Bericht zu Grunde liegende japanische Werk wurde mir von der Erdbebenwarte freundlichst zur Verfügung gestellt.

während eine solche Vertikalbeschleunigung auf Lebewesen schon sehr schädigend, wenn nicht gar tödlich wirken würde.

Ist dagegen der Stoss horizontal, so wird der Pfeiler in gleicher Weise verbogen, wie wenn ihm eine Neigung von 0,5 gegeben würde, das heisst, man hat an seinem Kopfe eine Horizontalkraft $0,5 P$ hinzu zu denken. Nehmen wir entsprechend den meist vorliegenden Verhältnissen an, der Pfeiler sei oben und unten eingespannt, so ergibt sich als kleinstmögliches, auf die Endquerschnitte wirkendes Biegemoment

$$M = \frac{a}{g} P \frac{h}{2},$$

woraus sich die Biegungsspannungen errechnen zu

$$\sigma_b = \pm 4 \frac{a}{g} \frac{h}{d} \sigma_d$$

Nehmen wir einen Eisenbetonpfeiler mit $h : d = 10$, so ergeben sich für die oben angenommene Beschleunigung die Kantenpressungen

$$\sigma = \sigma_d \pm \sigma_b = \sigma_d \pm 4 \cdot 0,5 \cdot 10 \sigma_d = \begin{cases} + 21 \sigma_d \\ - 19 \sigma_d \end{cases}$$

Während also der Vertikalstoss eine Spannungserhöhung auf das anderthalbfache bewirkt, steigen die Spannungen beim gleich grossen Horizontalstoss auf ein Vielfaches. Die Zugfestigkeit wird überwunden und der Druck konzentriert sich auf die Gegenkante, wo dann unter Ueberwindung der Druckfestigkeit ein keilförmiges Stück herausgepresst wird, wobei dieser Vorgang durch das Vorhandensein schiefer Zugspannungen gefördert wird. Die in Abb. 6 des Wannerschen Berichtes (als Abb. 1 hier wiederholt) ersichtlichen Zerstörungen von Eisenbetonpfeilern erklären sich somit aus der Einwirkung einiger Horizontalschwankungen verschiedener Richtung.

Die Annahme, es komme vertikale Ueberlastung in Frage, wird auch noch durch folgende Betrachtungen widerlegt. Der intakte Querschnitt der genannten Pfeiler dürfte sich zu dem durch die Zerstörung verminderten ungefähr wie 10 : 1 verhalten. Aus diesem, allerdings nur geschätzten Verhältnis 10 : 1 des unversehrten zum verbliebenen Querschnitt, der ja die normale Belastung tatsächlich noch trägt, müsste nun bei Annahme der Vertikalstosswirkung der Schluss gezogen werden, die dem Beben zuzuschreibende Vertikalkraft sei zehnmal grösser gewesen, als die normale Last, was aber das Vorhandensein der phantastischen Beschleunigung $10g$ voraussetzt. Ferner müsste man das Unwahrscheinliche annehmen, dass die Stosswirkung im Momente, da sie die neun Zehntel des Querschnittes zerstört hatte, plötzlich aufgehört habe, denn sonst hätte der restliche Zehntel einer selbst stark verminderten Stosswirkung nicht mehr standhalten können. Ein solches plötzliches Aufhören der Kräfteinwirkung tritt wohl unter der Festigkeitsmaschine automatisch ein, ansonst der unter Vertikaldruck gebrochene Probekörper [Abb. 3 bei Wanner] einfach zermalmt würde. In Natura wird man ein derartiges, auf reinen Druck zurückzuführendes Bruchbild nur unter ganz ungewöhnlichem Zusammentreffen von Umständen feststellen können. Dagegen wird man auf Kantendruck zurückzuführende Schädigungen ohne völlige Zerstörung häufiger finden, indem, wie offenbar in unserem Fall, das Einspannmoment sich mit fortschreitender Zerstörung automatisch vermindert, bis nahezu völlige Gelenkwirkung eintritt.

Das im Hintergrund der Abb. 1 ersichtliche Bruchbild eines rechteckigen Pfeilers gleicht nicht dem bei zentrischem Druck zu beobachtenden; denn schiefe Risse zeigen sich bei letztgenanntem an der Aussenfläche nicht. Es werden

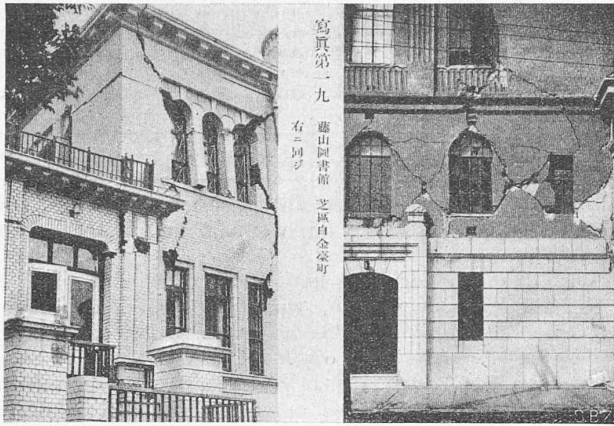


Abb. 5. Ebenwirkung beim Zusammenbau verschiedenartiger Bauteile.

Abb. 2. Teilansicht des Gebäudes der Abbildungen 3 und 4.

in diesem Fall nicht Keile, sondern Pyramiden abgestossen, was sich in Vertikalrissen der Oberfläche äussert, die den aus Wanners Abb. 3 ersichtlichen äusseren Begrenzungslinien der abgestossenen Pyramiden entsprechen. Erst wenn man deren eine entfernt, zeigt sich das dargestellte Bruchbild. Im Gegensatz hierzu lässt das Bruchbild dieses Pfeilers auf abwechselnd nur auf die Kanten wirkende grosse Druckkräfte schliessen. Dass dabei nur die vom Unterzug belasteten Kanten zerdrückt wurden, beruht auf der grösseren Steifigkeit des Balkens gegenüber der querspannten Platte. Bei den achteckigen Säulen dagegen ist die Steifigkeit der Decke in allen Richtungen die gleiche, sodass nacheinander alle Kanten abgedrückt wurden.

Betrachten wir nun die an den Fassadenpfeilern beobachteten Schäden, und speziell Abb. 5 des Berichtes Wanner [als Abb. 2 hier wiederholt], da hierzu eine Zeichnung des Grundrisses und der betreffenden Fassade im japanischen Werke zu finden ist (Abb. 3 und 4). Aus dem schon Gesagten geht hervor, dass es sich hier nur um Stosswirkungen in Richtung der Fassade handeln kann. Vertikalstösse, die derart gewirkt haben könnten, hätten die Zerstörung bis zum vollständigen Zusammenbruch vollendet. Immerhin lassen sich die Beschädigungen nicht einfach auf eine Schiefstellung von 0,5 der auf den Pfeilerkopf wirkenden Kraft erklären. Da nämlich der Pfeiler fast ebenso breit wie hoch ist, so würde die Resultierende oben und unten nur um ein Viertel der Breite exzentrisch wirken, und bei einer Belastung $P = b d \sigma_d$ (wo b die Breite und d die Dicke des Pfeilers bedeutet) ergeben sich die Randspannungen für $h = b$ zu

$$\sigma = \sigma_d \pm \frac{6 b d \sigma_d h}{4 b^2 d} = \sigma_d \pm \frac{3 h}{2 b} \sigma_d = \sigma_d \pm \frac{3}{2} \sigma_d = \begin{cases} + 2,5 \sigma_d \\ - 0,5 \sigma_d \end{cases}$$

Die Schubspannung beträgt $\frac{3}{4} \sigma_d$ und die schiefe Hauptspannung:

$$\sigma = \frac{1}{2} \sigma_d \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_d^2 + 4 (\frac{3}{4} \sigma_d)^2} = \begin{cases} + 1,4 \sigma_d \\ - 0,4 \sigma_d \end{cases}$$

Für σ_d wird man in den verschiedenen Stockwerken Werte von 5 bis 30 kg/cm² annehmen können. Daraus ergäben sich unter der Erdbebenwirkung von 0,5g nicht genügend grosse Spannungen, um die ersichtlichen Zerstörungen zu erklären.

Die Erklärung ergibt sich aber aus der Betrachtung des Grundrisses. Offenbar ist die betreffende Fassade (linker Flügel) verhältnismässig schwach belastet, indem die Hauptdeckenträger parallel zu ihr liegen, also die weiter hinten liegenden acht Pfeiler belasten. Diese Pfeiler samt den vorgesetzten Fassaden haben in Bezug auf Stösse parallel zur Hauptfassade ganz geringe Steifigkeit gegenüber der durch das Pfostenfachwerk der Fassade gebotenen. Die den Pfeilerbelastungen entsprechenden Horizontalkräfte werden also nicht von den Pfeilern aufgenommen, sondern durch als liegende Träger wirkende Decken auf die Fassade und die ihr gegenüberliegende Innenmauer übertragen.

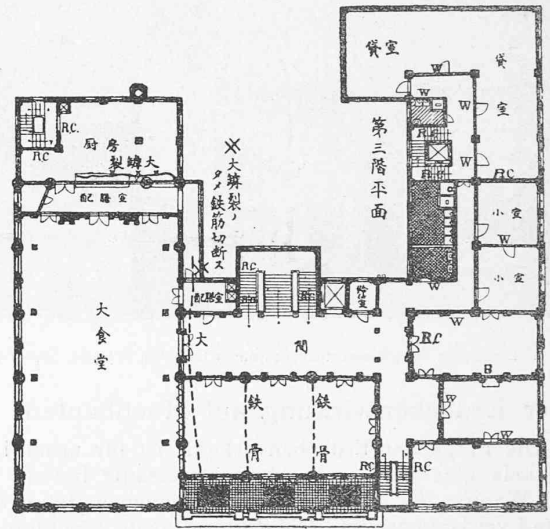
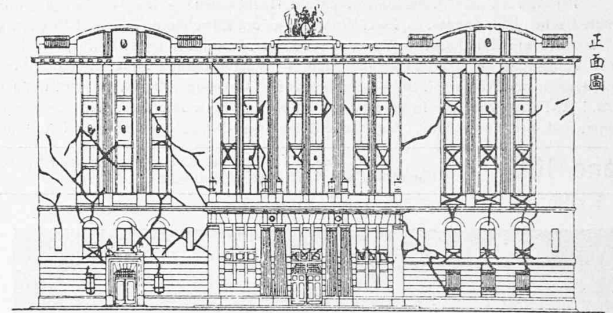


Abb. 3 u. 4. Grundriss und Fassade 1 : 600 eines Gebäudes in Japan mit Eintragung der Risse infolge des Bebens vom September 1923.

Dadurch werden die auf die Fassade wirkenden Horizontalkräfte gegenüber der früheren Annahme schätzungsweise viermal grösser. Die Randspannungen werden demgemäss

$$\sigma = \sigma_d \pm 6 \sigma_d = \begin{cases} + 7 \sigma_d \\ - 5 \sigma_d \end{cases}$$

Die Schubspannung beträgt $3 \sigma_d$

Die schiefen Hauptspannungen errechnen sich zu

$$\sigma = \begin{cases} + 3,5 \sigma_d \\ - 2,5 \sigma_d \end{cases}$$

Für σ_d von 5 bis 30 kg/cm² ergeben sich also Druckspannungen an den Kanten von 35 bis 210 kg/cm² und entsprechende Zugspannungen von 25 bis 150 kg/cm². In den unteren Stockwerken können also die Kanten zerdrückt werden, während an den Gegenkanten die Zugfestigkeit überwunden wird. Die dadurch ohne Zweifel verursachten Risse können aber naturgemäss nicht aufklaffen, da der Querschnitt im ganzen gedrückt bleibt. Anders bei den Diagonalrissen, die unter den kleineren, aber immerhin zur Rissbildung genügenden schiefen Zugspannungen von 12,5 bis 75 kg/cm² entstehen. Die Vertikalbelastung hat in diesem Fall eher ein Herausdrücken der gelösten Keile, also ein Aufklaffen der Risse zur Folge, die deshalb stark in Erscheinung treten.

Bemerkenswert ist, dass in dem symmetrisch gelegenen Flügel rechts die Zerstörungen geringer sind. Die Pfeiler sind intakt mit Ausnahme der Treppenhauswand. Der Grundriss zeigt, dass nicht weit hinter den drei intakten Pfeilern kräftige Mauern parallel zur Fassade bestehen, die offenbar einen grossen Teil zur Versteifung beigetragen und damit die Fassade vor grösserer Zerstörung bewahrt haben; die Treppenhauswand dagegen entbehrt dieser Hilfe.

Aus dem Gesagten geht hervor, dass der Konstrukteur sich nach bisheriger Praxis darauf beschränken kann, die horizontalen Stösse in Betracht zu ziehen. Von einer sehr

genauen Berechnung kann dabei freilich nicht die Rede sein, da die Verhältnisse komplizierter sind, als im Vorstehenden vorausgesetzt. Durch die Erdbebenstöße geraten die Bauwerke in Eigenschwingungen, wodurch die Horizontalkräfte grösser oder kleiner ausfallen können, als der Erdbebenbeschleunigung entspricht. Die Schwingungszeiten benachbarter Bauteile sind oft verschieden, was Druck- oder Zugkräfte an ihrer gemeinsamen Grenze auslöst und Vertikalrisse zur Folge haben kann. Bei den Rissen in Abb. 4 des Berichtes Wanner [wiederholt als Abb. 5] dürften diese Ursachen stark mitgewirkt haben. Ein guter Horizontalverband ist also besonders da am Platze, wo ungleichartige Bauteile aneinanderstossen, wie es in Abb. 5 der Fall ist, wie auch in den Abbildungen 75 und 125 des japanischen Werkes. In ihrer Gesamtheit gleichartig durchgebildete Bauten weisen im allgemeinen in dieser Beziehung geringere Mängel auf als kompliziertere, was durch die Einheitlichkeit der Schwingungen zu erklären ist. Prinzipiell ändert diese Schwingungswirkung indes an unseren Betrachtungen über die Ursachen der schiefen Risse nichts; sie kommt im grossen und ganzen einer Vergrösserung der Erdbebenbeschleunigung gleich.

Wenn zum Schluss des Berichtes gesagt wird, es gebe glücklicherweise auch viele Bauwerke, die recht starke Beben ohne nennenswerte Beschädigungen ausgehalten haben und als solche nur gut verstreute Holzhäuser und sorgfältig durchkonstruierte eiserne Rahmenbauten genannt werden, so könnte man daraus, sowie aus den angeführten Bildern entnehmen, dass alle Eisenbetonbauten mehr oder weniger gelitten haben. Nun enthält das japanische Standard-Werk ausser zahlreichen Plänen und Bildern auch einen Uebersichtsplan der Stadt Tokio mit Eintragung der intakten und beschädigten Eisenbetonbauten. Darin sind verzeichnet

als vollständig zerstört	8 Bauten	=	2 %
„ teilweise	12 „	=	3 %
„ rissig	36 „	=	9 %
„ unbeschädigt	347 „	=	86 %

Es haben also nur wenige Eisenbetonbauten versagt. Dabei sei bemerkt, dass unter den Zerstörungsbildern von „Eisenbetonbauten“ viele Bauten ersichtlich sind, die eine gemischte Bauweise von Eisenkonstruktion und Eisenbeton zeigen (z. B. Nr. 34, 45, 76, 171, 235, 242 des Berichtes der Japanischen Kommission). Solche Kombinationen sind schon im allgemeinen und ganz besonders in Erdbebengebieten bedenklich und diese Misserfolge können somit nicht dem Eisenbeton zur Last gelegt werden. Die Bilder lassen auch sonst fehlerhaft konstruierte Bauten und solche mit Profileisenarmierung erkennen. Bemerkenswert ist auch, dass die Bilder viele „Monumentalbauten“ zeigen, wo die Fassaden aus Mauerwerk bestehen dürften oder mit solchem beschwert sind, um die gewünschte, der Natur des Eisenbetons jedoch durchaus widersprechende klassizistische Architektur zu erreichen. Diese Bauten entsprechen also nicht dem allgemeingültigen und bei Erdbebengefahr ganz unerlässlichen Prinzip, massige und dabei weniger feste Bauteile auszuschliessen, und sind deshalb als fehlerhaft anzusehen. Daraus kann man schliessen, dass wohl alle richtig konstruierten Eisenbetonbauten stand gehalten haben und durch das Erdbeben nur schwache, unrichtig konstruierte und vielleicht schlecht fundierte Bauten „ausgesiebt“ worden sind, wogegen sich richtig konstruierte Eisenbetonbauten bewährt haben.

Schliesslich sei bemerkt, dass es falsch ist, aus irgend welchen bei Erdbeben gemachten Erfahrungen den Schluss zu ziehen, unter den biegefesten Materialien Holz, Eisen und Eisenbeton sei das eine oder andere das bestgeeignete. Es kommt viel weniger auf das Material an, als auf richtige Dimensionierung und Konstruktionsweise, die mit allen drei Materialien die gleiche Sicherheit gegen Erdbebengefahr erreichen lässt. Einzig Mauerwerk ist als durchaus ungeeignet auszuschalten.

R. Maillart.

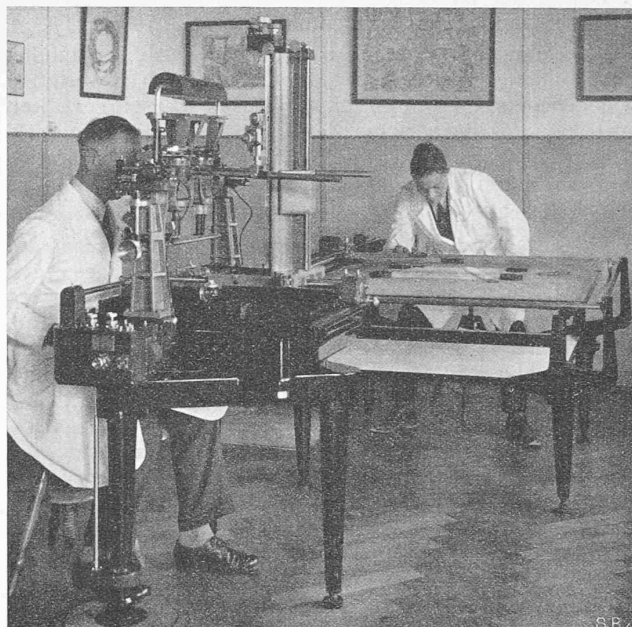


Abb. 32. Der Wild'sche Autograph, Modell 1931, im Betrieb.

Die Wild'schen photogrammetr. Instrumente.

Von Dipl. Ing. E. VUILLE, Abteilung für Landestopographie, Bern.

(Schluss von Seite 305.)

b) *Einpassen eines Bildpaares von konvergenten Steilaufnahmen.*

a) Die Herstellung der gegenseitigen Orientierung erfolgt sinngemäss wie bei den Schrägaufnahmen.

β) Die Korrektur des Näherungsstabes geht genau gleich vor sich wie bei den Schrägaufnahmen.

γ) Bei der Herstellung der absoluten Orientierung müssen wir in Betracht ziehen, dass bei den Steilaufnahmen die Y-Axe bzw. die Z-Axe des Autographen den Höhen Z bzw. den Ordinaten Y der Auswertung entsprechen. Während die Rotation ξ gleich vorgenommen wird wie bei den Schrägaufnahmen, wird bei den Steilaufnahmen die Drehung des Kartenblattes auf dem Zeichentisch der Rotation η um die Y-Axe des Autographen entsprechen. Die dritte Rotation ζ um die Z-Axe des Autographen muss infolgedessen am Autographen selbst bewerkstelligt werden. Um die Beträge der Rotationen ξ und ζ zu ermitteln, werden wir wie bei den Schrägaufnahmen drei Einpasspunkte des Raummodelles sukzessiv unter der Messmarke stereoskopisch einstellen und auf einem Blatt kartieren. Bei diesen Einstellungen wird der Z-Träger die Höhen der Basis über Boden einnehmen und es sind infolgedessen die Höhen der Einpasspunkte des Modelles am Y-Zählwerk abzulesen. Zur Ermittlung der Werte der Drehungen ξ und ζ brauchen wir in unserer Abb. 31 nur die Y-Axe als Z-Axe und die Drehung η als Drehung ζ anzuschreiben und erhalten

$$\operatorname{tg} \xi = \frac{\Delta h_c - \Delta h_b}{BE} \quad \text{und} \quad \operatorname{tg} \zeta = \frac{\Delta h_d - \Delta h_a}{AD}$$

Die Rotation ξ wird wie bei den Schrägaufnahmen durch Kippung ξ des kippbaren Teiles um die X-Axe und Nachstellen von b', T und bz bewerkstelligt.

Die Rotation ζ kann am Autographen ebenso rasch vorgenommen werden wie die Drehung ξ. Wild hat zu diesem Zwecke die Hauptkippaxe um die Z-Axe des Autographen verschwenkbar gelagert. Mit Hilfe der *Verdrehungsschraube e* (s. Abb. 18) kann der kippbare Teil mit dem Betrachtungssystem um die Z-Axe des Autographen gedreht werden. Wir müssen aber das Basisglied mit Hilfe der Verschwenkungsschraube um den gleichen Winkel ζ und in gleichem Sinne drehen wie den kippbaren Teil. Ist