

**Zeitschrift:** Vermessung, Photogrammetrie, Kulturtechnik : VPK = Mensuration, photogrammétrie, génie rural

**Herausgeber:** Schweizerischer Verein für Vermessung und Kulturtechnik (SVVK) = Société suisse des mensurations et améliorations foncières (SSMAF)

**Band:** 83 (1985)

**Heft:** 6

**Artikel:** Vermessungsarbeiten vor dem Vershub der Quaibrücke in Zürich

**Autor:** Mohr, B.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-232598>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 02.04.2025

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

# Vermessungsarbeiten vor dem Verschieben der Quaibrücke in Zürich\*

B. Mohr

Es werden die vor dem Verschieben der neuen Quaibrücke ausgeführten Ingenieurvermessungen zur Bestimmung der Brückengeometrie und Deformationsmessungen an Widerlagern und Pfeilern beschrieben.

*Il sera décrit les travaux de génie civil effectués avant le déplacement du nouveau Pont du Quai pour la détermination de la géométrie du pont et mesurages déformations sur les butées et les piliers.*

## 1. Einleitung

Die Quaibrücke in Zürich bildet die Hauptverbindung sowohl der Stadtseiten links und rechts der Limmat als auch der Regionen am Zürichsee. In den Spitzenzeiten überqueren pro Stunde rund 4000 Autos und 114 Trams die Brücke.

### 1.1 Kurzgeschichte der Quaibrücke

Die Quaibrücke ist 1882–1884 erstellt worden. Als Tragwerk wurden bogenförmige Eisenträger verwendet. Der in den oberen Schichten aus Seekreide und Faulschlamm bestehende Baugrund eignete sich nicht zur Fundierung der Brücke. Widerlager und Pfeiler mussten deshalb auf Pfahlrosten fundiert werden. Je 130 bis 150 Tannenhölzpfähle von 12 bis 15 m Länge wurden in den Seegrund gerammt. Sie durchstossen das obere weiche Material bis in die tragfähigen eiszeitlichen

Der mit zunehmendem Alter der Brücke steigende Aufwand für den Unterhalt, aber auch die ungenügende Kapazität für den privaten und öffentlichen Verkehr, führten schliesslich zum Projekt für eine umfassende Sanierung der Quaibrücke.

### 1.2 Ausgangslage

Aufgrund eines Wettbewerbes wurde folgendes Projekt zur Ausführung empfohlen: Der neue Brückenüberbau (Träger und Fahrbahnplatte) wird neben der alten Brücke auf Verschiebbahnen erstellt. Die Pfeiler und Widerlager der alten Brücke werden durch Injektionen saniert. Der neue Brückenkörper wird abschliessend auf die zuvor sanierten Pfeiler und Widerlager eingeschoben, während der alte Brückenüberbau auf seeseitig errichtete Verschiebbahnen ausgeschoben und anschliessend demontiert wird.

b) Vermessungsaufgaben der Bauunternehmer

- Die Absteckung der Verschiebbahnen und die Überwachung des Brücken-Neubaus wurde durch die Vermessung der Unternehmungen durchgeführt
- Mit der Kontrolle des Brückenschubes wurde ein privates Vermessungsbüro beauftragt (siehe Ueli Meyer in VPK Heft 6/84).

## 2. Brücken-Geometrie

Zur Herstellung der neuen Brücke und für den Bau der Verschiebbahnen waren Messungen zur Lagebestimmung der Lagerplatten des alten Brückenbaus notwendig.

Die Grundlage bildete ein aus sieben Punkten (PF1–PF7) bestehendes Hauptnetz (HN). Sämtliche Punkte befanden sich auf Quaimauern der Limmat oder auf Widerlagerbrüstungen der Quaibrücke. Je zwei Punkte auf den Widerlagern und den vier Pfeilern (ZP1–ZP12) bildeten das Mikronetz (MN) unter der Brücke. Es diente der Lagebestimmung der Lagerplatten und gewährleistete die nötigen Verbindungen zum Hauptnetz. Die Punkte 0 bis 5 wurden vom Unternehmer bestimmt und sind Achspunkte, die ebenfalls ins Mikronetz miteinbezo-

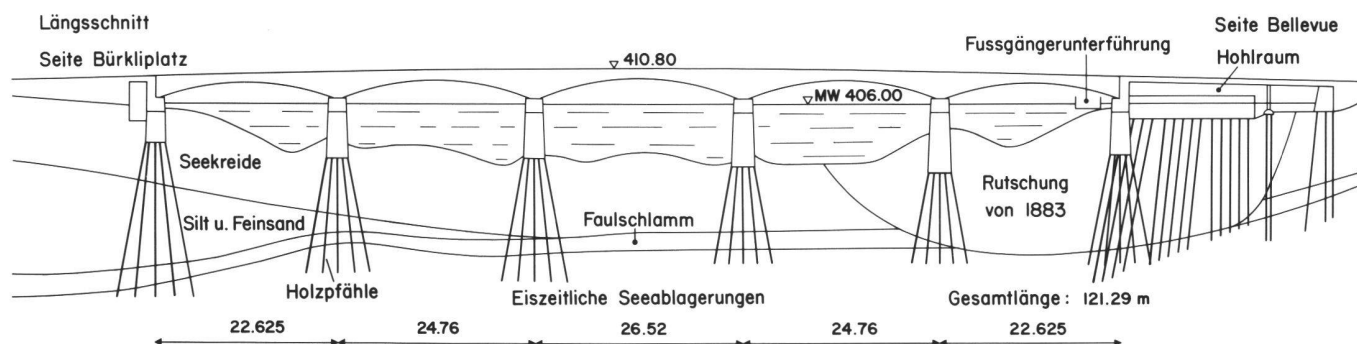


Abb. 1 Längsschnitt der Quaibrücke

Schichten aus Silt, Feinsand und Kies (s. Abb. 1).

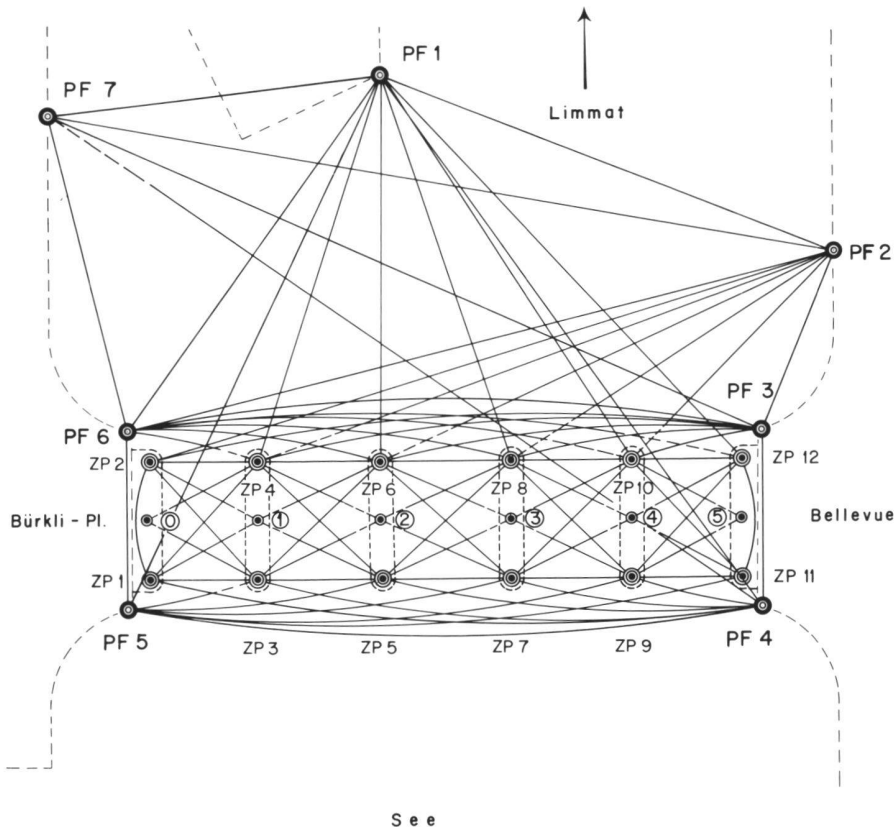
In den folgenden Jahren wurden verschiedene Konstruktionen ersetzt oder verstärkt und die Brücke von 20 m auf 28,5 m verbreitert.

\* Abgeänderte Fassung eines Beitrages für Separatdruck der Firma Kern & Co. AG, CH-5001 Aarau.

### 1.3 Vermessungstechnische Aufgaben, Auftraggeber und Beauftragte

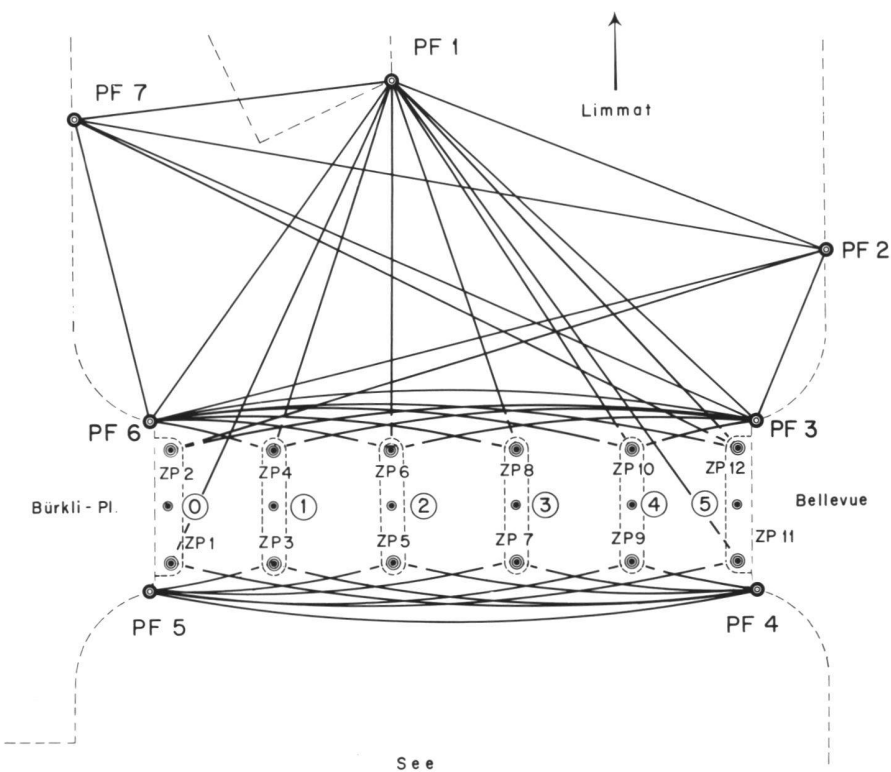
- a) Vermessungsaufgaben der Bauherrschafft und der Bauleitung
- Für die Bereitstellung der Vermessungsgrundlagen für den Bau der neuen Brücke und den Bau der Verschiebbahnen sowie für Kontrollmessungen am sanierten Unterbau wurde das Vermessungsamt der Stadt Zürich beigezogen.

gen wurden. Alle Punkte des Haupt- und Mikronetzes wurden, mit Ausnahme der Unternehmer-Punkte, durch montierte Kern-Zentrierplatten definiert (Messungen HN/MN s. Abb. 2 und 3). Die unzugänglichen Zentren der acht- und vierzig Lagerplatten wurden in der Regel rechnerisch als Schnittpunkte der Eckpunktdiagonalen bestimmt. Die Definition der Eckpunkte erfolgte durch kleine aufgeklebte Kügelchen (KU), die



— Richtung gegenseitig  
 - - - Richtung einseitig

Abb. 2 Richtungsmessungen im Haupt- und Mikronetz



— Distanzen gegenseitig  
 - - - Distanzen einseitig

Abb. 3 Distanzmessungen im Haupt- und Mikronetz

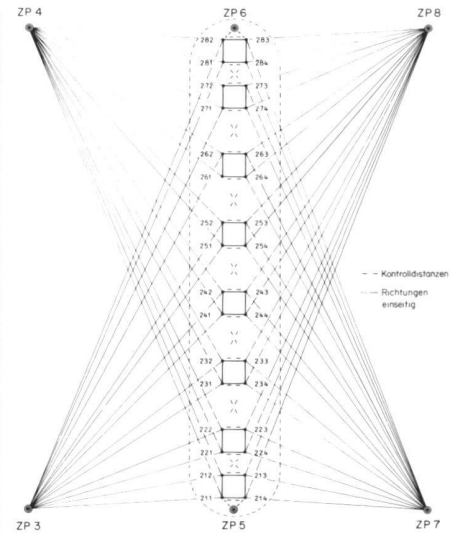


Abb. 4 Prinzipisckizze der Lagerplattenbestimmungen

Bestimmung durch Vorwärtseinschnitte von Punkten des Mikronetzes ergänzt durch direkte Distanzmessung (siehe Abb. 4).

Für die Richtungsmessungen wurden zwei Kern DKM 2-AE eingesetzt, für die Distanzmessungen zwischen den Punkten des HN (Hin- und Rückmessung) sowie den Punkten des HN und MN (nur Hinmessung) ein Mekometer ME3000 (Instrument und Messungen: Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich). Die Distanzen zwischen den Kugeln der Lagerplateneckpunkte ermittelte man mittels Band und Doppelmeter.

Alle Ausgleichsrechnungen wurden auf dem amtseigenen Minicomputer PDP 11/70 mittels Programmsystem Helmert 81 (W. Keller) ausgeführt. Die Berechnung des HN und MN erfolgte als gemeinsame freie Netzausgleichung mit Lagerung auf alle Netzpunkte in Form einer vermittelnden Ausgleichung mit den Bedingungsgleichungen

$$[dx] = 0$$

$$[dy] = 0$$

$$[y \cdot dx - x \cdot dy] = 0$$

für alle Koordinatenunbekannte. Die Netzgröße wurde durch Übernahme des Mekometermassstabes bestimmt. Die mittleren Fehler a priori bestimmte man aus Dreiecks- und Mehreckwiderprüchen, für die Mekometer-Messungen wurden Firmenangaben übernommen.

Die Koordinaten der Eckpunkte wurden mittels gezwängter Ausgleichungen berechnet. Als fest wurden alle Punkte des Haupt- und Mikronetzes eingeführt. Für die mittleren Fehler a priori der Richtungen wurden Werte aus den Messungen des Haupt- und Mikronetzes abgeleitet, die Angaben für die direkte Distanzmessung aus Differenzen von Doppelmessungen bestimmt.

Richtungen		Distanzen	
Verbindung (Anzahl Sätze)	m. F. a priori	Instrument	m. F. a priori
HN –HN (2)	0,40 mgon	ME3000 Band/Meter	0,2 mm + 1,5 ppm. D 1,5 mm
HN –MN (2)	0,44 mgon		
MN–HN (2)	0,44 mgon		
MN–HN (1)	0,62 mgon		
MN–MN (2)	0,71 mgon		
MN–KU (1)	1,00 mgon		

Tab.1 Mittlere Fehler a priori der gemeinsamen Ausgleichung des Haupt- und Mikronetzes

Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden.

#### Hauptnetz/Mikronetz:

Für das Verhältnis mittlere Fehler a posteriori/mittlere Fehler a priori erhielt man 0,85 (für 153 Richtungen 0,89, für 39 Schrägdistanzen 0,65). Die mittleren Fehlerellipsen lagen zwischen  $A = 0,10 \text{ mm} - 0,22 \text{ mm}$  und  $B = 0,08 \text{ mm} - 0,15 \text{ mm}$ .

#### Lagerplatten-Eckpunkte:

Das Verhältnis mittlere Fehler a posteriori/mittlere Fehler a priori ergab für die Ausgleichung in den Achsen 0–2 den Wert 0,77 (für 331 Richtungen 0,65, für 161 Horizontaldistanzen 1,02), in den Achsen 3–5 den Wert 0,71 (für 336 Richtungen 0,54, für 161 Horizontaldistanzen 1,05).

#### Bemerkungen

Zu den Messungen:

Die Zentrierplatten der Mikronetzkpunkte mussten ohne Konsolen direkt an den Pfeilern und Widerlagern befestigt werden, so dass sämtliche Richtungsmessungen auf den Punkten ZP1–ZP12 liegend (!) ausgeführt werden mussten. Schlechte Lichtverhältnisse unter der Brücke (künstliche Beleuchtung der Teilkreise, Zieltafeln und Kügelchen (!) sowie tiefe Temperaturen und Platzmangel (Beine über Wasser) erschweren zusätzlich diese Beobachtungen.

Zu den Genauigkeitsforderungen:

Die vom Auftraggeber geforderten maximalen Halbachsen der mittleren Fehlerellipsen bis 1,5 mm in den Lagerplatten-Punkten wurden nirgends überschritten. Diese Genauigkeitsdefinition ist jedoch unpräzise. In jeglichen geodätischen Lagenetzen beeinflusst die Lagerung (Datumsgebung resp. Wahl der Festelemente bzw. der Passpunkte) die Grösse der mittleren Fehlerellipsen. Zutreffender wären Genauigkeitsforderungen mittels lagerungsunabhängiger (datumsinvarianter) Genauigkeitsmasse.

### 3. Deformationsmessungen am sanierten Unterbau

Gegenstand der Deformationsmessungen war es, sowohl theoretisch begründete als auch scheinbar willkürlich

auf tretende räumliche Lageänderungen zu erfassen.

#### 3.1 Belastungsprobe

Das Verhalten bei Belastung der auf Holzpfählen fundierten Pfeiler wurde am Pfeiler 4 überprüft. In vier aufeinanderfolgenden Phasen wurden auf der Fahrbahn über dem Pfeiler in Grösse und Lage variable Lasten bis zur Maximalbelastung von 288 Tonnen ange-

bracht. Vor der ersten Belastung, in den einzelnen Belastungsphasen und nach der letzten Belastung wurden Verschiebungsmessungen und Senkungsmessungen durchgeführt.

#### 3.1.1 Verschiebungsmessungen

Zwei miteinander nicht verbundene Messanlagen mit den Objektpunkten LP LIM und LP SEE (s. Abb. 5) dienen der Erfassung möglicher Verschiebungen. Die Koordinaten der jeweiligen Bezugspunkte wurden aus separat ausgeführten Messungen berechnet.

In allen Messreihen wurden mittels zweier, auf beiden Objektpunkten stationierten Mekometer ME3000 (zweites Mekometer und Beobachter: Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich) Schrägdistanzen zu den Bezugspunkten gemessen. Meteodaten wurden bei den Instrumenten und den entferntesten Bezugspunkten erhoben. Zur Bestimmung der Bezugslage (1. Messreihe, Brücke ohne Verkehr und

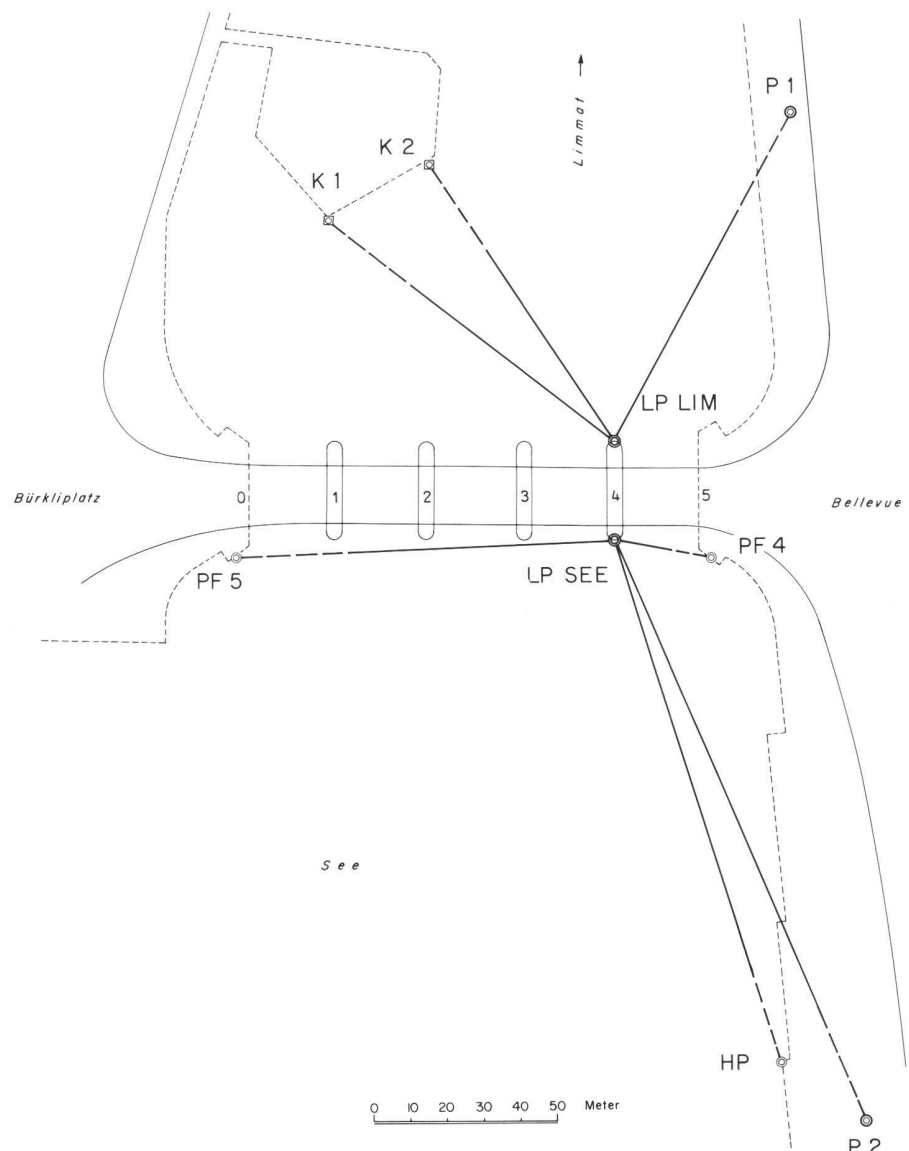


Abb. 5 Belastungsprobe/Messanlage zur Bestimmung der Lageänderungen

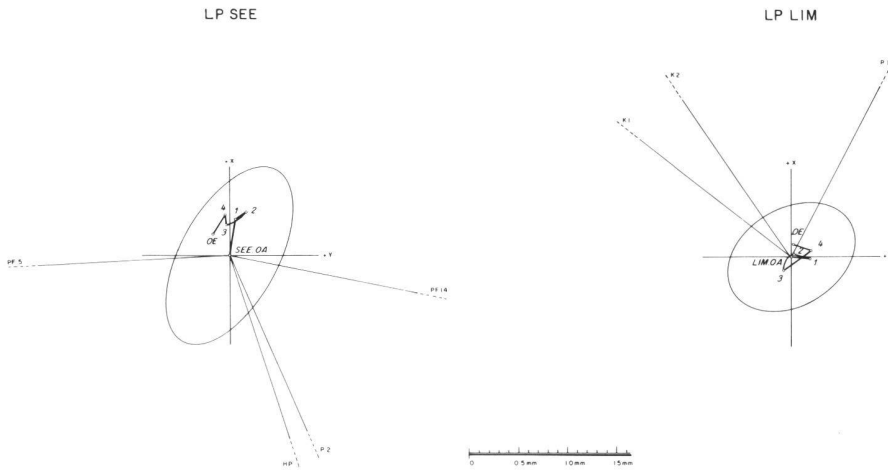


Abb. 6 Belastungsprobe/Lagewertänderungen mit ihren Vertrauensellipsen (95%)

ohne Belastung) wurden ebenfalls Richtungsmessungen mittels DKM 3 durchgeführt.

Die Berechnungen erfolgten getrennt für LP LIM und LP SEE als gemeinsame freie Netzausgleichung aller Messreihen mit Lagerung auf die jeweiligen Bezugspunkte mittels der in 2. angegebenen Bedingungsgleichungen mit Hinzunahme der Gleichung

$$[x \cdot dx + x \cdot dy] = 0$$

für die Masstabsangleichung. Als mittlere Fehler a priori wurden für die Schrägdistanzen 0,2 mm + 2 ppm.D und für die Richtungen 0,22 mgon eingeführt.

Das Verhältnis der mittleren Fehler a posteriori/a priori ergab für LP LIM 0,49 bzw. 0,81 für LP SEE mit mittleren Fehlerellipsen A max. = 0,28 mm, B max. = 0,18 mm resp. A max. = 0,39 mm, B max. = 0,20 mm.

Zur Beurteilung der Lagewertänderungen wurden die Änderungsvektoren mit ihren mittleren relativen Vertrauensellipsen (statistische Sicherheit 95%) verglichen (s. Abb. 6). Keine der Lagewertänderungen konnte aufgrund der Ergebnisse des angewandten Prüfverfahrens als reelle Lageänderung nachgewiesen werden.

### 3.1.2 Senkungsmessungen

Sechs Objektpunkte (1–3, 11–13) am Pfeiler und zwei Bezugspunkte (BP LIM, BP UTO) an den Quaimauern bildeten die Messanlage (s. Abb. 7). Aus zeitlichen und technischen Gründen kam nur das Präzisionsnivelllement als Beobachtungsmethode in Frage. In allen Messreihen wurden die Höhendifferenzen aus Hin- und Rückmessung mittels Wild/Zeiss-Nivellierverfahren ermittelt. Reihenfolge der Ablesungen: RVVR alternierend mit VRRV aus jeweils drei Einstellungen des Keilstriches und Ablesungen des Mikrometers mit Schätzung auf 1/100 mm.

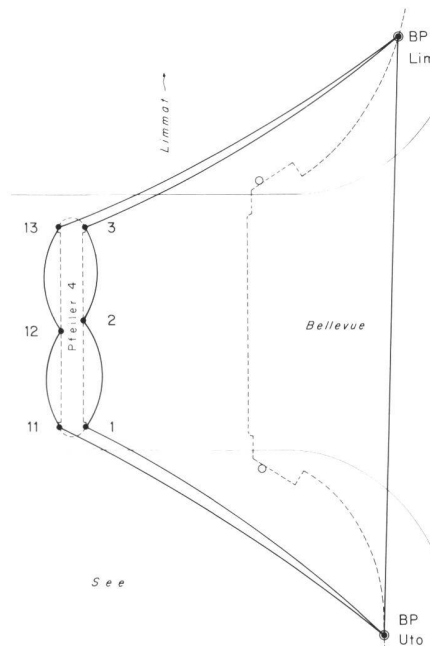


Abb. 7 Belastungsprobe/Messanlage zur Bestimmung der Höhenänderungen

Die Höhenberechnung erfolgte als gemeinsame freie Netzausgleichung aller Messreihen mit Lagerung mittels Bedingungsgleichung

$$[dz] = 0$$

für die Höhenunbekannten der Bezugspunkte.

Der mittlere Fehler a priori aus 11 Schleifenwidersprüchen ergab 0,28 mm/1 km Doppelnivelllement. Als Gewicht der Höhendifferenzen wurde der reziproke Wert des Nivellierweges eingeführt.

Das Verhältnis der mittleren Fehler a posteriori/a priori ergab 0,89 sowie den daraus resultierenden Wert 0,25 mm/1 km Doppelnivelllement mit mittleren Fehlern der ausgeglichenen Punkthöhen von 0,03 mm–0,04 mm. Die grössten Höhenwertänderungen wurden für die Punkte 2 (–0,42 mm) und 12 (–0,43 mm)

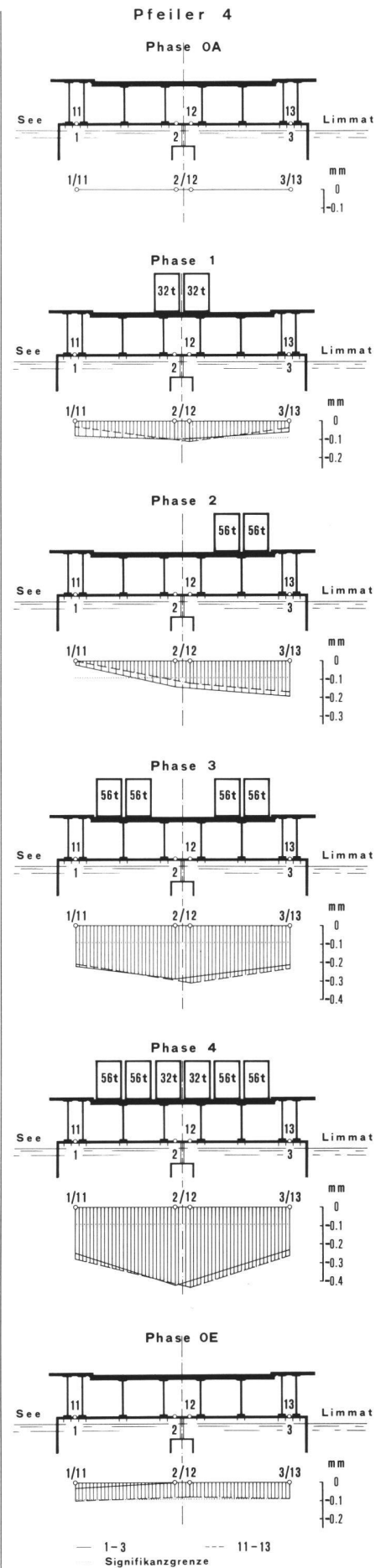


Abb. 8 Belastungsprobe/Höhenwertänderungen mit Signifikanzgrenze

bei Maximalbelastung des Pfeilers (s. Abb. 8) berechnet. Alle Berechnungen wurden auf die Höhen zum Zeitpunkt der ersten Messreihe (Brücke ohne Verkehr und ohne Belastung) bezogen. Zur Beurteilung der Höhenwertänderungen wurden die Testgrößen  $T = \Delta H / m_{\Delta H}$  ( $\Delta H$  = Höhenwertänderung,  $m_{\Delta H}$  = mittlerer Fehler a posteriori von  $\Delta H$ ) für alle  $\Delta H$  gebildet und mit der Quantile der t-Verteilung (statistische Sicherheit 95%) verglichen. Die Signifikanzgrenze ergab sich im Schnitt zu 0,09 mm, so dass alle Höhenwertänderungen ab 0,10 mm als reelle Höhenänderungen betrachtet werden konnten.

### Bemerkungen zu den Beobachtungen

Sämtliche Beobachtungen mussten in der Nacht zwischen 1.00 und 5.00 durchgeführt werden. Pro Messung und Kontrollen standen inklusive einer Wartezeit von 10 Min. nach Auffahren der Lasten 30 Min. zur Verfügung. Die mittels Tischrechner HP-97 registrierten und kontrollierten (Differenzen der dreimaligen Ablesungen, Lattenkonstanten) Lattenablesungen wurden per Funk an die Rechenzentrale übermittelt, welche nach weiteren Kontrollen (Schleifenwidersprüche) die jeweils folgende Belastungsphase einleitete. Gute Organisation mit präzisen Arbeitsabläufen und Instruktionen der zweiundzwanzig an den Messungen beteiligten Personen bildeten die Voraussetzung einer reibungslosen Durchführung.

### 3.2 Deformationsmessungen an Widerlagern und Pfeilern

Von der Vermessung der Unternehmer wurden – aufgrund eigener Messungen – grössere unregelmässige Widerlager- und Pfeilerbewegungen vermutet. Die zu erstellende Messanlage sollte während der gesamten Bauphase Lagebestimmungen der Widerlager und Pfeiler ermöglichen. Verschiebungen ab ca. 1 mm waren mit der statistischen Sicherheit 95% nachzuweisen.

Die Netzanlage (s. Abb. 9) folgte den allgemeinen Grundsätzen des Netzaufbaus für geodätische Deformationsmessungen. Kern-Zentrierplatten auf temperaturisolierten Pfeilern (P1, P2) sowie auf zwei eigens dafür errichteten Stahlkonstruktionen (K1, K2) bildeten die «Festpunkte» der Messanlage. Die Kontrolle dieser vier Stationszentren erfolgte durch Messungen zu Nahversicherungspunkten, je zwei Fernziele dienten der Bestimmung der Orientierung. Die Lage des Brücken-Unterbaus wurde mittels je sechs Punkten pro Pfeiler und je vier Punkten pro Widerlager erfasst. Die Versicherung dieser Punkte erfolgte durch auf Konsolen befestigte Kern-Zentrierplatten. Einige Punkte (PF5, PF14, HP) dienen aus-

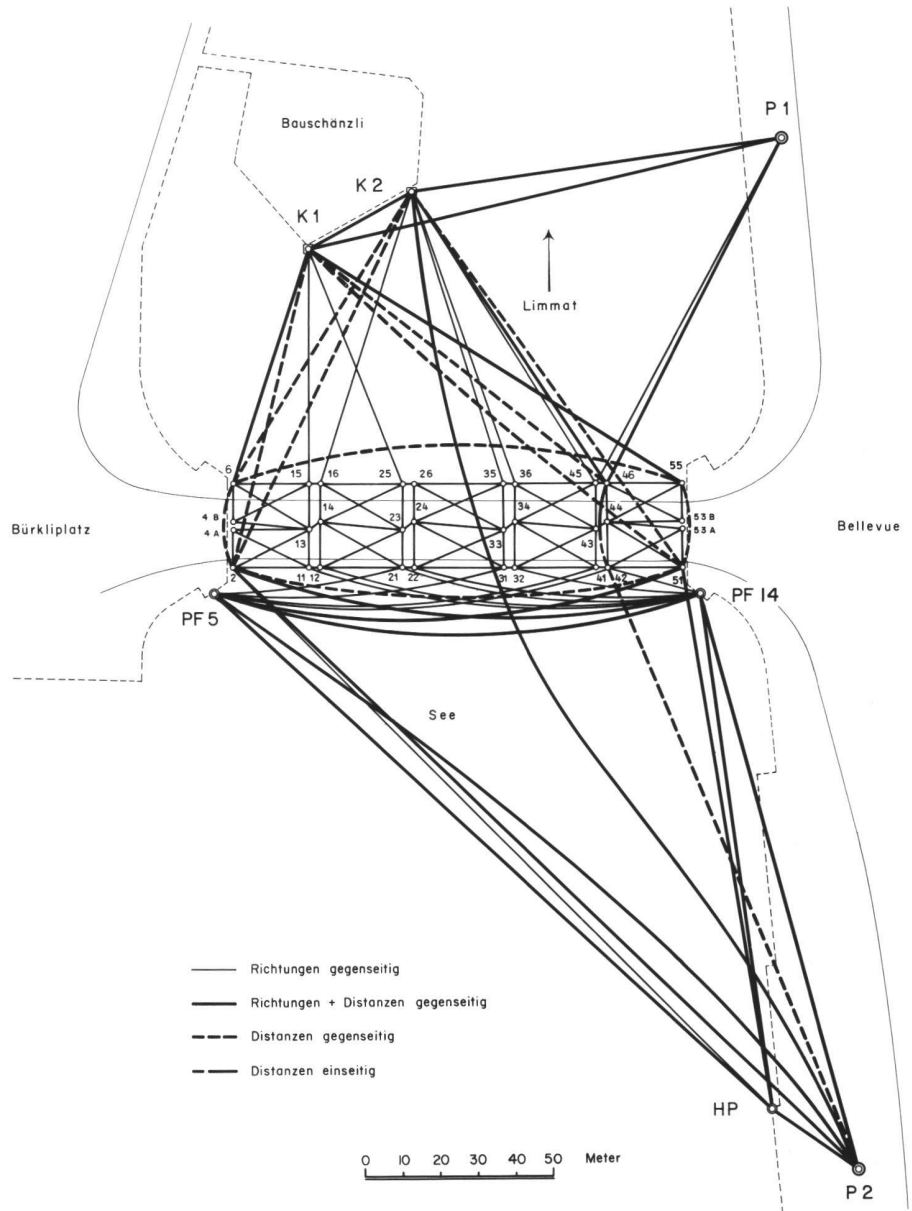


Abb. 9 Messanlage zur Überwachung der Widerlager und Pfeiler

schliesslich der Verbesserung der Netzgeometrie. Es wurden keine Optimierungen durchgeführt.

Zur Beobachtung der Richtungen wurden ein DKM 3 und ein DKM2-AE eingesetzt, die Distanzmessungen erfolgten mittels Mekometer ME3000 in Normal- und Reversstellung. Wenn immer möglich, wurden Hin- und Rückmessungen durchgeführt.

Ausgeführt und ausgewertet wurden die Null- und zwei Folgemessungen. Alle Ausgleichungen erfolgten wiederum auf dem amtseigenen Minicomputer PDP 11/70 mit Programmpaket Helmert 81. Die mittleren Fehler a priori der Richtungen wurden aus Dreiecks- und Mehrecksschlüssen abgeleitet, die Genauigkeitsmasse der gemessenen Schrägdistanzen sind Firmenangaben.

Richtungen				Distanzen	
Instrument (Anzahl Sätze)	m. F. a priori (mgon)			Instrument	m. F. a priori
	OM	1. FM	2. FM		
DKM 3 (3)	0,22	0,11	0,25	ME3000	0,2 mm + 2 ppm.D
DKM 2-AE (3)	0,28	0,28	0,28		
DKM 2-AE (2)	0,36	0,50	0,49		

Tab. 2 Mittlere Fehler a priori der Messreihen



Die Ausgleichung der Nullmessung erfolgte als vermittelnde freie Netzausgleichung. Die bei geodätischen Deformationsmessungen meistens angestrebte Netzlagerung gemeinsamer Ausgleichungen von Bezugs- und Folgemessungen (Helmerttransformation auf identische Punkte) konnte nicht angewandt werden. Die aus Messungen zu Nahversicherungen und Fernziel-

Zur Beurteilung der berechneten Lagewertänderungen wurde das gleiche Verfahren wie in 3.1.1 gewählt.

### 3.2.1 Interpretation der Verschiebungen

Beide Widerlager – am «Bellevue» ganz ausgeprägt – bewegen sich in Richtung zu ihrem Ufer, alle Pfeiler, davon Pfeiler 1 und Pfeiler 2 stärker, in Richtung zur Flussmitte. Zieht man die Tempera-

Konzentration von Menschen und Material auf kleinstem Raum bildeten die Randbedingungen. Messungen liegend, kauernnd oder bis zum Oberkörper im Wasser stehend waren die Folge davon.

### 4. Schlussbemerkung

Voraussetzung für die Ausführung derartiger Arbeiten ist ein geeignetes Instrumentarium mit Zubehör und Ei-

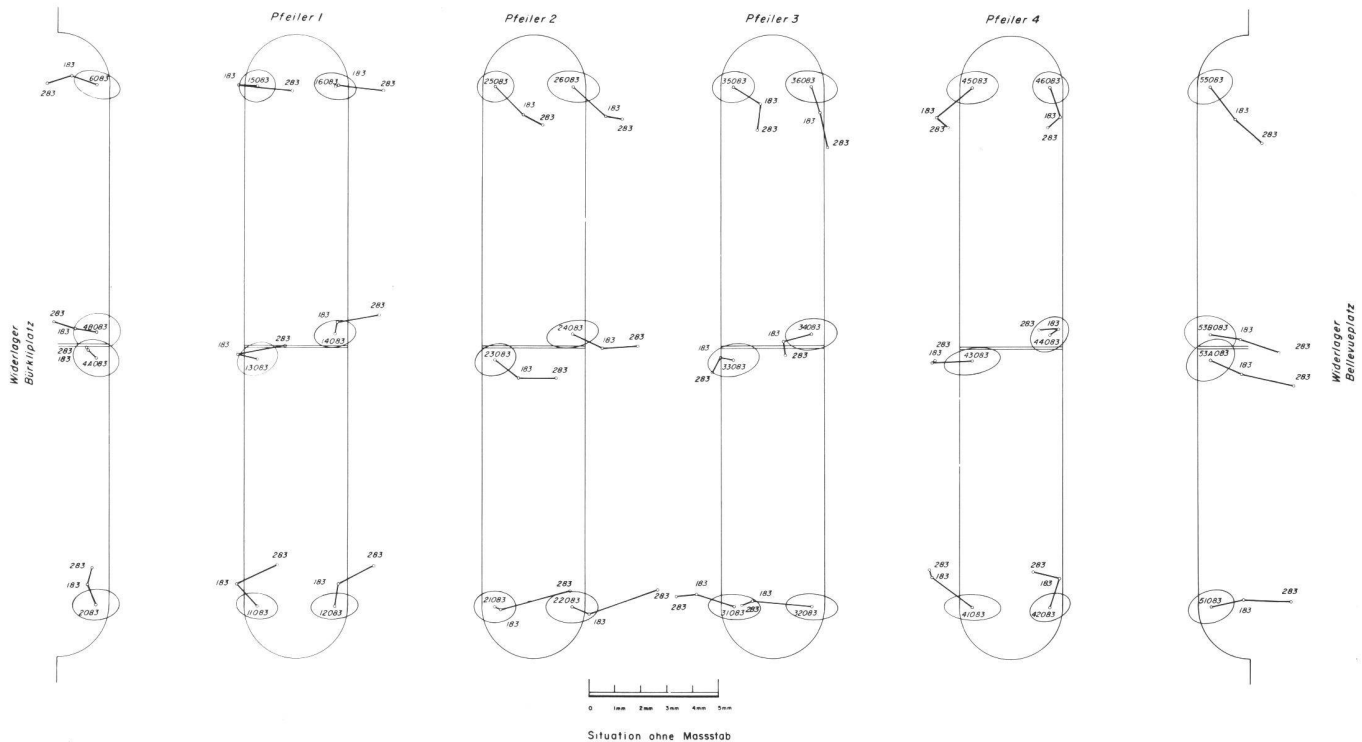


Abb. 10 Lagewertänderungen der Widerlager und Pfeiler mit ihren Vertrauensellipsen (95%)

punkten berechneten Lagewertänderungen der Punkte P2, K1 und K2 konnten als reelle Verschiebungen nachgewiesen und deshalb nicht vernachlässigt werden. Die Lagerung der gemeinsamen Ausgleichungen erfolgte darum über Festpunkte. Als solche wurden die Fernzielpunkte und die Punkte P1, P2, K1 und K2 zum Zeitpunkt der Nullmessung eingeführt. Das Verhältnis der mittleren Fehler a posteriori/a priori ergab für einzelne Ausgleichungen folgende Werte: Nullmessung 1,06, Null- und 1. Folgemessung 1,09, Null- und 2. Folgemessung 1,09. Die mittleren Fehlerellipsen in den Objektpunkten erreichten im Mittel Werte knapp unter  $A = 0,3$  mm,  $B = 0,2$  mm, Grösse und Richtung der Lageänderungen sind aus Abb.10 ersichtlich. Mit 083 wird die jeweilige Punktlage zum Zeitpunkt der Nullmessung 1983, mit 183 und 283 die Lagen zum Zeitpunkt der ersten bzw. zweiten Folgemessung angegeben.

turen, bei welchen die drei Messkampagnen stattfanden, in Betracht (Nullmessung ca. 26 °C, 1. Folgemessung ca. 17 °C, 2. Folgemessung ca. 6 °C), so dürften wahrscheinlich *temperaturbedingte Materialschumpfungen* sowohl der Widerlager wie auch der Stahlkonstruktion des eigentlichen Tragwerkes als Ursache der Verschiebungen bezeichnet werden. Die auf Pfahlrosten ruhenden Pfeiler scheinen den Bewegungen teilweise zu folgen. Die ungleich grössere Verschiebung des Widerlagers «Bellevue» gegenüber dem Widerlager «Bürkliplatz» kann durch die unterschiedlichen Grössen beider Baukörper erklärt werden.

### Bemerkungen zu den Beobachtungen

Der für die Messungen zur Verfügung stehende freie Raum beschränkte sich auf ca. 30 cm zwischen 0,9 m und 1,2 m über Wasser. Arbeiten an Widerlagern und Pfeilern, der Bau der neuen Brücke und der Vershubbahnen mit

genentwicklungen, entsprechende Hard- und Software, das nötige Know-how und nicht zuletzt ein zu solchen Arbeiten positiv eingestellter Personenkreis.

### Literatur

- H. Aeschlimann: Zur Genauigkeit geodätischer Verschiebungsmessungen. Mitteilungen aus dem Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich, Nr.13, 1971.
- B. Heck, E. Kuntz, B. Meier-Hirmer: Deformationsanalyse mittels relativer Fehlerellipsen. AVN 3/77.
- W. Keller: Das Programmsystem HELMERT/77 zur Berechnung allgemeiner geodätischer Netze. VPK 2/79.

Adresse des Verfassers:  
Benno Mohr, dipl. Vermessungsing.  
c/o Vermessungsamt der Stadt Zürich  
Werdmühleplatz 3, CH-8023 Zürich