

Zeitschrift: Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins, des Verbandes Schweizerischer Elektrizitätsunternehmen = Bulletin de l'Association Suisse des Electriciens, de l'Association des Entreprises électriques suisses

Band: 75 (1984)

Heft: 19

Artikel: Umbau der 220-kV-Einfachleitung Benken-Siebnen auf 2 x 380 kV mittels Betonportalmasten

Autor: Krumm, B. / Weber, M. / Winter, H.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-904481>

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: 10.11.2024

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

Umbau der 220-kV-Einfachleitung Benken–Siebnen auf 2 × 380 kV mittels Betonportalmasten

B. Krumm, M. Weber, H. Winter

In einem allgemeinen Abschnitt wird die Leitung Benken–Siebnen vorgestellt, und die Gründe für den Umbau auf Betonportalmasten werden erläutert. Anschliessend folgen Berichte über Fundationen, Versuche für den Nachweis der Bodenpfähle und Fundamente sowie über Masten- und Auslegerdimensionierungen. Zum Abschluss werden einige der vielfältigen Montageprobleme beleuchtet.

L'article décrit d'abord la ligne Benken–Siebnen et donne les raisons de l'emploi de pylônes en béton. Il présente ensuite les fondations, les essais pour prouver leur bonne tenue tenant compte des pilotes, ainsi que le dimensionnement des pylônes et des consoles. Il se termine par l'exposé de quelques-uns des multiples problèmes de montage.

1. Allgemeines

1.1 Bedürfnis

Die 220-kV-Leitung Benken–Siebnen des Elektrizitätswerkes der Stadt Zürich (EWZ) ist ein Teilstück der Übertragungsleitung Benken–Mettlen (Fig. 1). Sie stellt die Querverbindung zwischen den Energiesträngen aus dem Bündnerland und den Leitungen aus dem Tessin und Oberhasli dar. Das Konzept für die Übertragungsleitungen des EWZ sieht vor, die Hauptstränge von Graubünden nach Zürich sowie diese Querverbindungsleitung und die Leitung Samstagern–Zürich auf 380 kV auszubauen. Zudem soll die Einfachleitung zwischen Benken und Siebnen auf zwei Stränge erweitert werden, nachdem von Siebnen bis Samstagern eine zusätzliche Übertragungsleitung geplant ist.

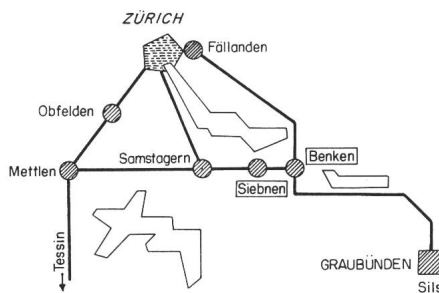


Fig. 1 Situationsplan

Das 5,85 km lange Leitungstrasse verläuft quer über die Linthebene. Im Jahre 1924 wurde die aus Fachwerkmasten mit zwei turmähnlichen Gebilden bestehende Leitung für 4 × 50 kV erstellt. 1947 wurden die mit drei Riegeln verbundenen Masttürme für eine Belegung von 2 × 150 kV + 1 × 50 kV umgebaut, und im Jahre 1962 erfolgte der Umbau auf 1 × 220 kV. An der Gestaltung dieser alten Masten sind alle Spannungsebenen von Übertragungsleitungen ersichtlich (Fig. 2).

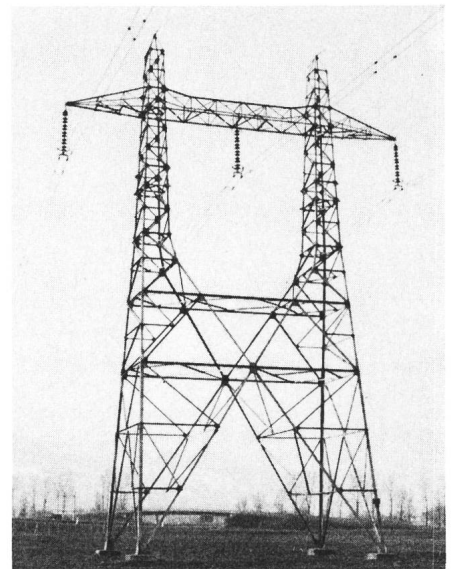


Fig. 2 Bisheriger Gittermast mit 220-kV-Leitung

1.2 Probleme und Wahl der Leitungsauslegung

Die Leitung Benken–Siebnen mit ihren typischen Portalfachwerkmasten hat sich 40 Jahre in die Landschaft eingefügt. Die Aufgabe für den Leitungsumbau auf 2 × 380 kV bestand deshalb aus den Vorgaben gleiches Leitungstrasse, gleiche Leitungsbreite und umweltfreundlich angepasste Mastkonzeption. Üblicherweise werden in der Schweiz 380-kV-Leitungsstränge auf Gittermasten mit dem bekannten Tonnenmastbild geführt. Überlegungen zur Nachahmung der alten Fachwerkportalmastenleitung führten zu den ersten Studien einer auf zwei 380-kV-Auslegerebenen zu erstellenden Portalleitung mit Fachwerk-, Vollwand- oder Betonmasten.

Im flachen Gelände der Linthebene war eine geringe Leitungshöhe mit nur zwei, anstelle der sonst üblichen drei Auslegerebenen eine anzustrebende

Adressen der Autoren

B. Krumm, Chef Abt. Übertragungsleitungen, und M. Weber, Tiefbau-Ingenieur, Elektrizitätswerk der Stadt Zürich, Beatenplatz 2, 8023 Zürich.
H. Winter, Statik-Ingenieur, Sacac Schleuderbetonwerk AG, 5600 Lenzburg.

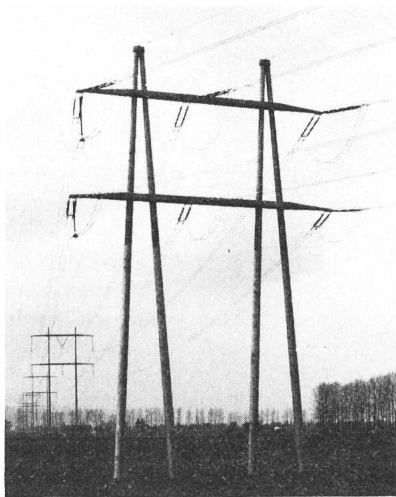


Fig. 3 Betonportal mast 2x380 kV bzw. 380 und 220 kV

Voraussetzung (Fig. 3). Aus ästhetischer Sicht und wegen des Unterhaltes schienen runde Betonmasten am besten geeignet.

Nachdem in Europa noch keine Betonmastenleitung von dieser Grösse bestand, mussten die Möglichkeiten zur Herstellung und Montage der im Durchmesser, in der Länge und im Gewicht begrenzten Masten zuerst mittels umfangreicher Untersuchungen abgeklärt werden.

Ein spezielles Problem bot die Trassebreite, d.h. die Anordnung der je drei Phasenleiter pro Auslegerebene (Fig. 4). Da die neue Leitung nicht breiter als die alte gebaut werden konnte, weil Gebäude im minimalen Abstand zur Leitung standen, musste der mittlere Leiter bei den Tragmasten mit Hilfe einer V-Kettenanordnung zwischen den Mastenportalen fixiert werden. Die übrigen Leiterseile konnten mit den üblichen Trag- bzw. Abspannisolationsketten aus Langstabisolatoren vom Typ 85/9 mit 85 mm Strunkdurchmesser, 9 Schirmen und 895 mm Baulänge bewerkstelligt werden.

Im Vernehmlassungsverfahren zur Baubewilligung wurde die gewählte Bauart seitens des Natur- und Heimatschutzes als sehr positiv beurteilt. Es folgte jedoch noch der Wunsch, die bis heute üblichen grauen Betonmasten in einer angepassten grünen Färbung ausführen zu lassen. Nachdem diese Meinung nicht von allen Instanzen geteilt wurde und sich zudem das Problem der Masteneinfärbung erst in einem Versuchsstadium befindet, wurde entschieden, zwei Masten an spezifischen Standorten grün einzufärben.

Der auch mögliche grüne Anstrich bei Betonmasten hat sich nicht bewährt.

Ein weiteres Problem bestand in der Geologie der Linthebene. Der sehr hohe Grundwasserspiegel und der aufgelandete Baugrund stellten besondere Anforderungen an die Fundationen. Um die Sicherheit der Leitung, die Annahmen und Berechnungen der Fundationen auf deren Richtigkeit überprüfen zu können, entschloss man sich für einen Mast- und Fundamentzugversuch. Diese Prüfung im Massstab 1:1 stellte ein Novum mit sehr aufschlussreichen Resultaten und Erkenntnissen dar, das im folgenden Abschnitt der Fundationen erläutert wird.

Zum reibungslosen Ablauf des gesamten Leitungsumbaus in knapp fünf Monaten haben folgende Faktoren wesentlich beigetragen:

- optimale Planung und Arbeitsvorbereitung
- termingerechte Materialbereitstellung
- gute Koordination zwischen den beteiligten Unternehmungen
- Einsatz von Tiefbau- und Montageunternehmungen mit jahrzehntelangen, einschlägigen Erfahrungen
- umfassende und minutiöse Baubegleitung durch die Bauherrschaft
- der schöne und trockene Sommer 1983

Zum Schluss dieser allgemeinen Betrachtung darf vorweggenommen werden, dass der neue Leitungstyp in jeder Hinsicht als gelungen betrachtet werden kann. Die Leitungskosten sind im Vergleich zu einer in konventioneller Bauart erstellten Gittermastenleitung eher günstiger.

2. Foundation

2.1 Baugrund

Zur spezifischen Abklärung der Baugrundverhältnisse wurden an den einzelnen Maststandorten Kern-Rammsondierungen abgeteuft. Zusammen mit bereits gemachten Erfahrungen (allgemeine Kenntnisse über die Geologie der Linthebene, Aufschlüsse des Autobahnbaus der N3) wurde so eine sehr gute Baugrundbeurteilung ermöglicht:

In den Fundamentbereichen herrscht bis in grosse Tiefen eine Wechselfolge von locker gelagertem, stark siltigem Sand und stark tonigem Silt vor. Diese Böden sind durchsetzt mit Torfresten und Kieslinsen. Ein Überblick über das gesamte Leitungstrasse zeigt aber auch abrupte Wechsel auf Kiesschichten von grösserer Mächtigkeit, in denen vereinzelt Findlinge anzutreffen sind. Im Gebiet ge-

gen Siebten hin befindet sich dann ein Moränenschuttkegel.

Daraus folgte klar, dass im gesamten Bereich von Mast Nr. 1 bis Nr. 19, also bis zum Schuttkegel, zweckmässig Pfählungen vorzusehen waren. Die weiteren Fundamente konnten als normale Blockfundamente projiziert und ausgeführt werden.

2.2 Systemwahl und Berechnung

Das Fundamentsystem wurde im wesentlichen durch die besondere Art der Masten und den Baugrund bestimmt. Die Mastportale wurden sta-

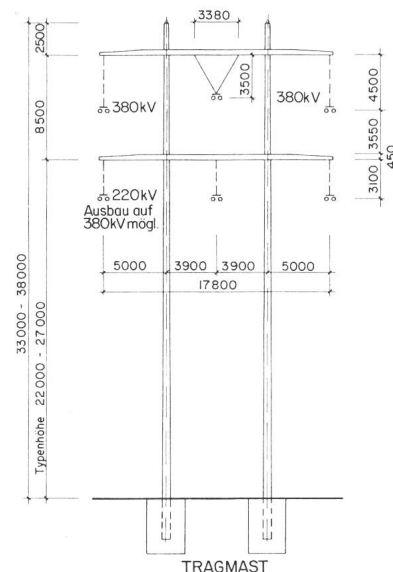


Fig. 4 Tragmast und Leitungsdaten

Leitungslänge	5820 m
Abstützungen (20 Tragmasten, 1 Abspanneckmast, 1 Endmast)	22
Mittlerer Mastabstand	258 m
Minimaler Bodenabstand der untersten Leiterseile	12 m
Erdseile	2
Leistungsstränge	2
Betonportal masten:	
Stützenabstand Tragmasten	7,8 m
Stützenabstand Abspannmasten	10,4 m
Traversenabstand	8,5 m
Maximale Stützenlänge	41 m
Gesamtgewicht der Traversen	320 t
Gesamtgewicht der Betontragmasten	1100 t
Leiterseile	3x2x600 mm ² Aldrey 3x2x300 mm ² Aldrey
Erdseile	1x100 mm ² Alumoweld/Aldrey 1x364 mm ² Alumoweld/Aldrey mit eingebautem Koaxialleiter
Isolation	Tragketten 380 kV Typ LP 4x85/9/895 Typ LG 2x95/55/3000 220 kV Typ LP 3x75/8/745 Abspannketten 380 kV Typ LP 2x4x85/9/895 220 kV Typ LP 2x3x85/9/895

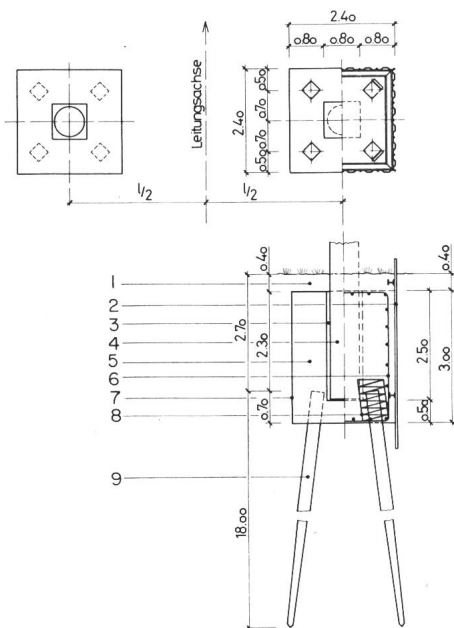


Fig. 5
Tragmastfundament
 1 Erdüberdeckung
 2 Kanaldienspriessung
 3 Aussparung für Mast
 4 Mast
 5 Beton BH: $\beta_{w28} = 30 \text{ N/mm}^2$,
 $\text{PC} = 300 \text{ kg/m}^3$
 6 Blockarmierung
 7 Satt an Erdreich anbetoniert
 8 Spiralarmierung
 9 Vorgespannte Fertigbetonpfähle

tisch als im Fundament fest eingespannte Gelenkrahmen angenommen, die Fundamente selbst als eine Pfahl-Block-Kombination mit gelenkig angeschlossenen Pfählen. Ausgeführt wurden Einzelfundamente für jedes Mastbein der Tragmasten bzw. je ein Riegel pro A-Stütze der End- und Eckmasten.

Die Tragmastfundamente (Fig. 5) weisen je vier Fertigbetonpfähle von 18 m Länge mit einem Querschnitt von $30 \times 30 \text{ cm}$ auf, die mit einem Neigungsverhältnis von 8:1 über die Diagonale angeordnet sind. Die End- und Eckmastfundamente sind analog gestaltet. Sie weisen 6 Pfähle mit einer Länge von je 20 m pro Riegel im Falle des Endmastes bzw. 8 solche für den Winkelmast auf.

Die Pfahlköpfe wurden aufgerauht und, umgeben von einer Armierungspirale, 70 cm in den Betonblöcken eingebunden. So kann eine genügende Zug-Druck-Kraftübertragung gewährleistet werden.

Die Aussenmasse der Betonblöcke wurden auf die der Bauweise angepassten Minimalmasse ausgelegt. In einer Aussparung von $80 \times 80 \text{ cm}$ Querschnitt und einer Einspannlänge von 2,5 m konnte später der Mastschaft eingestellt und eingegossen werden.

Die Berechnung erfolgte nach einer in Zusammenarbeit mit der Grundbauberatung AG, St.Gallen, eigens entwickelten Methode, hergeleitet nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes. Diese Methode berücksichtigt bezüglich des Deformationsverhaltens des Fundamentes so-

wohl das Setzungs-Hebungs-Verhalten der Pfähle als auch die seitliche Einspannung des Fundamentblockes. Die grundlegenden Beziehungen sind im Anhang zusammengefasst.

Der im weitem geforderte Bruchnachweis wurde nach dem allgemein bekannten Ansatz von G. König (Bauingenieur, Heft 5/1969) geführt.

2.3 Ausführung

In einem ersten Arbeitsgang wurden die vorgefertigten Pfähle mit Hilfe eines Rammaufsatzes auf die gewünschte Kote von 2,7 m unter Terrain gerammt. Für die Endlage mussten mit Rücksicht auf die Minimalmasse der Fundamentblöcke sehr enge Toleranzen gesetzt werden. Dies verlangte von den Rammunternehmungen angesichts der durchwegs geneigten Pfähle und der Behinderung durch die ausgeschaltete, jedoch stets betriebsbereite alte Leitung einiges an Präzision.

Die Ausführung der Ortsbetonblöcke erfolgte bei offener Wasserhaltung in einer mit vorgerammten Kanaldielen gespriessten Baugrube. Schwierigkeiten bereitete dabei vor allem der hohe Grundwasserspiegel, der starken Wasseranfall in der Baugrube bewirkte. Um die angenommene Einspannung des Blockes zu gewährleisten, mussten zudem die Wände satt an das Erdreich anbetoniert werden, d.h. die Spriessung war während des Betoniervorganges zu ziehen und der Beton dann einzuvibrieren.

2.4 Messungen und Vergleich

Für die Dimensionierung von Pfahlgründungen gibt es verschiedene Methoden, die zu durchaus unterschiedlichen Resultaten führen können. Daher wurde ein Belastungsversuch angeordnet, um die angewandte Berechnungsmethode zu überprüfen.

Die Fundamente von Hochspannungsleitungen unterstehen den Vorschriften der Starkstromverordnung¹⁾. Danach müssen die Fundamente unter den in Art. 94 und 95 festgelegten Belastungsannahmen folgende Bedingungen erfüllen: 1,5fache Sicherheit gegen Bruch sowie max. 1% Schiefstellung der Tragwerke infolge Lageveränderung der Fundamente ($\text{tg} \alpha = 0,01$).

Die Bruchsicherheit konnte im vorliegenden Fall aus praktischen und finanziellen Gründen nicht nachgewiesen werden, da die Fundamente Bestandteil der neuen Leitung sind. Erdstatisch ist angesichts der sehr geringen zulässigen Deformationen ohnehin nicht das plastische, sondern das elastische Verhalten des Fundamentes massgebend. Der Bruchzustand ist daher noch weit vom Gebrauchszustand entfernt. Es wurde deshalb lediglich eine Maximallast von 115% der rechnerischen Gebrauchslast verwendet. Ziel der Probelastung war, aufgrund der auftretenden Deformation an der Fundamentoberkante aussagekräftige Aufschlüsse über das Verhalten der Pfahl-Blockfundation im Boden zu erhalten.

Der Versuch wurde nach Figur 6 angeordnet. Die Laststufe 100% (Gebrauchslast) wurde mit folgenden Werten angesetzt: Kippmoment OK Fundament 1003 kNm, Vertikalkraft inkl. Mast 163 kN, Horizontalkraft 42,7 kN. Die Deformationen wurden mittels Präzisionsinstrumenten ermittelt (Tab. I).

Die Resultate zeigen, dass die Zunahme von Verdrehung und Horizontalverschiebung ziemlich genau proportional der aufgetragenen Last erfolgte. Die gemessenen Bewegungen liegen somit tatsächlich innerhalb der Elastizitätsgrenze. Aufgrund des zeitlichen Verlaufes muss allerdings davon ausgegangen werden, dass die 100%ige

¹⁾ Verordnung des Bundes über die Erstellung, den Betrieb und den Unterhalt von elektrischen Starkstromanlagen vom 3. Juli 1933.

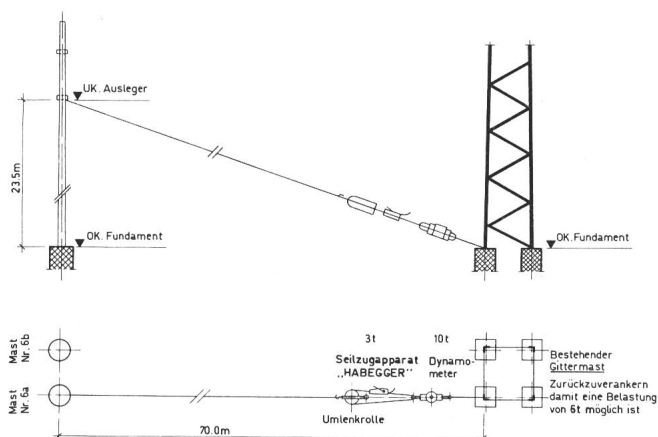


Fig. 6
Prüfungsanordnung

Konsolidation bei den einzelnen Laststufen nicht erreicht wurde. Dies überrascht angesichts der relativ kurzen Belastungszeit auch nicht weiter. Andererseits sind die berechneten Werte etwa 2,5mal grösser als die gemessenen.

Aus dem Zusammenhang zwischen gemessener Verdrehung und gemessener Horizontalverschiebung ergibt sich, dass die Drehachse des gesamten Systems rund 1,10 m über der Blocksohle liegen muss (Fig. 10). Wäre das Einspannmoment des Fundamentblockes null, so käme die Drehachse auf UK Fundamentblock zu liegen, d.h. $\theta_0' = 0$.

Im weiteren wurde der in der Vordimensionierung sicherheitshalber vernachlässigte, stabilisierende Einfluss der Pfähle, d.h. die Pfahlbiegung infolge Horizontalverschiebung, in die Rechnung mit einbezogen. Die Berechnung des Pfahlbiegemomentes unter der Voraussetzung einer vollen Einspannung des Pfahlkopfes im Fundamentblock ergibt Werte, welche über der zulässigen Pfahlbiegebeanspruchung liegen. In der Einspannstelle würde sich im Bruchzustand ein plastisches Gelenk ausbilden. Das äussere Moment muss daher zur Hauptsache durch Zug- und Druckkraft der Pfähle sowie durch die Einspannung des Fundamentblockes ins Erdreich abgetragen werden, was als Randbedingung bereits von Anfang an der Berechnung zugrunde gelegt wurde.

Der Vergleich zwischen Rechnung und Versuch zeigt zusammengefasst, dass die seitliche Einspannung um einiges grösser ist als erwartet und dass der stabilisierende Einfluss der Pfähle auf das Einspannmoment infolge der durch Verschiebung und Biegung des elastisch gebetteten Pfahles aufgebauten Horizontalkraft beachtlich ist.

Die Forderung nach dem Gleichgewicht der Kräfte bedingt eine entspre-

chende Gegenkraft am Fundamentblock oberhalb der Drehachse. Diese kann nur bei einem entsprechend tragfähigen Baugrund aufgebracht werden. Zum Zeitpunkt des Versuchs war dies offensichtlich der Fall.

Der erdstatistische Nachweis ergibt nun unter Berücksichtigung der stabilisierenden Wirkung der Pfähle auf das Einspannmoment des Betonblockes sowie der tatsächlich vorhandenen seitlichen Stützung durch den Baugrund für das ausgeführte Fundamentalsystem die nachfolgenden Werte:

Laststufe	75%	100%	115%
$tg\alpha$	0,0027	0,0036	0,0041

und am Beispiel der Laststufe 100% die folgenden Anteile:

- Pfahlmoment 57,2%
- Einspannmoment Block, Pfähle 42,8%

Diese Werte sind immer noch 1,2- bis 1,3mal so gross wie die gemessenen. Dies ist offensichtlich zum einen eine Folge der während des Versuches nicht vollständig erreichten Konsolidation, zum andern ist im Zeitpunkt des Versuches auch ein stabilisierendes Moment infolge Bodenpressung unter dem sich drehenden Block aktiviert worden. Bei der Berechnung wird dieses jedoch nicht berücksichtigt, da es im Laufe der Zeit infolge von Setzun-

gen des Baugrundes unter dem gepfählten Fundament wieder abgebaut wird.

Die Versuchsergebnisse bestätigen also die Richtigkeit der Berechnungsmethode. Sie zeigen ferner, dass die stabilisierende Wirkung der seitlichen Einspannung des Fundamentblockes auch bei relativ ungünstigem Baugrund immer noch beachtlich ist. Bei der Wahl der für die Berechnung des Einspannmomentes erforderlichen Bodenkennwerte ist aber allfälligen Veränderungen des Baugrundes durch Witterung und Grundwasser gebührend Rechnung zu tragen.

Abschliessend kann auch gesagt werden, dass die nach dieser Methode dimensionierten Fundamente sich als sehr wirtschaftlich erweisen.

3. Masten und Ausleger

Die Tragwerke einer Freileitung müssen den Gebrauchslasten mit genügender Sicherheit standhalten. Sowohl Belastungsannahmen wie Sicherheit gegen Bruch sind in der Starkstromverordnung festgelegt.

Das Trasse mit den ungefähren Spannweiten und Mastlängen, mit Leiterbild, Belegung und Montage-spannungen waren vorgegeben. Verlangt wurde eine ästhetisch ausgewogene, unterhaltsfreie Lösung. Im Wettkampf mit der Konkurrenz sollte die gefundene Konzeption auch preisliche Vorteile aufweisen. Damit eine einfache Montage möglich war, mussten verschiedene Detailprobleme, wie Mast-Ausleger-Verbindung oder Leiterbefestigung, gelöst werden.

3.1 Aufgabenlösung

Im ersten Schritt wurden die effektiven und möglichen Kräfte bestimmt. Die Belastung eines 2×380 -kV-Tragmastes im Vergleich mit einem 110-kV-Mast ist gut doppelt so gross. Die Lösung als Portale mit zwei Auslegerebenen lag nahe. Infolge kleinerer Querschnitts- und Armierungsanpassungen konnte man die statischen An-

Tabelle I

Laststufe	Verdrehung $tg\alpha$		Verschiebung v_x (mm)	
	Rechnung	Messung	Rechnung	Messung
75%	0,0065	0,0027	12,8	5,3
100%	0,0090	0,0033	17,7	6,6
115%	0,0105	0,0040	20,6	7,9

Verladeschema

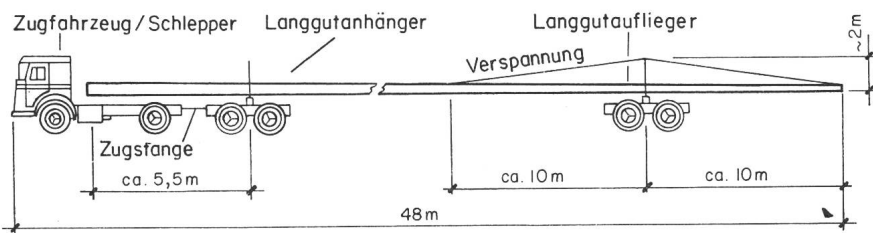


Fig. 7 Spezialfahrzeug für den Transport der Portalmasten

forderungen mit zwei Mastbeinen erfüllen. Die Ermittlungen der Schnittkräfte für Mast und Ausleger erfolgte getrennt. Für die Mastbeine wählte man als statisches System eingespannte Kragarme, während für die Ausleger ein einfacher Balken mit zwei Kragarmen angenommen wurde. Im weiteren wurde abgeklärt, wie gross die Momentenumlagerungen im Verbindungspunkt Ausleger-Mast werden. Eine gegenseitige Einspannung konnte nicht angenommen werden, da keine Verbindungsarmierung möglich war und der auf der Montage eingebrachte Beton unterschiedliche Qualität aufweist.

Die Hauptdaten der Leitung sind in Figur 4 enthalten. Generell sind die Tragmasten 2,50 m in das Fundament eingespannt. Jedes Mastbein weist einen zylindrischen Fussteil von 65 cm Durchmesser auf und verjüngt sich bis zum Zopf auf 30 cm. Die auf die Spitze reduzierten Belastungen betragen etwa 35 kN.

Der Abspannwinkelmast besteht aus zwei nebeneinander quer zur Leitung stehenden A-Masten, welche je zwei Mastbeine aufweisen, die durch einen steifen Zopf sowie durch zwei Ausleger verbunden sind. Der Achsabstand der Mastbeine beträgt 10,4 m, mit einem Fussdurchmesser von 65 cm und am Zopf einem solchen von 41 cm. Die Ausleger sind 21,4 m lang.

Der Endmast besteht aus zwei nebeneinander längs zur Leitung stehenden A-Masten mit Achsabstand 9,0 m. Die Ausleger sind geschleuderte Traversen mit 45 cm Durchmesser und 19,0 m Länge. Sie liegen auf Kapitellen auf und diese wiederum auf den Mastbeinen.

3.2 Berechnung

Der Festigkeitsnachweis der Tragportale wurde mit der seit 1948 bewährten EMPA-Formel durchgeführt. Für den Bruchzustand trifft diese Formel die Annahme, dass die Armierung

sowohl in der Zug- als auch in der Druckzone über den ganzen Bereich die Fließgrenze erreicht.

Die rechtwinklig zur Mastebene wirkenden Horizontalkräfte wurden in den A-Portalen ebenfalls mit der EMPA-Formel berechnet. Für in der Mastebene wirkende Horizontal- und Vertikalkräfte wird das Tragwerk gemäss der elastischen Knicktheorie bemessen. Als Knicklänge wird die 0,7fache freie Mastlänge angenommen. Der massgebende Querschnitt für die Schlankheitsberechnung und den Spannungsnachweis liegt in $\frac{2}{3}$ der freien Mastlänge. Die Stahlarmierung wird über einen idealisierten Querschnitt berücksichtigt.

Massgebend für die Berechnung ist die SIA-Norm 162 (1968), wobei Richtlinie 35 die Masten und Richtlinie 34 die Ausleger betrifft. Die Ermittlung des rechnerischen Bruchwiderstandes beruht auf idealisierten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen für Stahl und Beton. Der mit diesen δ - ϵ -Diagrammen bestimmte rechnerische Bruchwiderstand ist stets kleiner als der bei Versuchen erreichte wirkliche Wert.

Bei den Auslegern für die Tragmasten handelt es sich um Rechteckquerschnitte 40×45 cm unter reiner Biegung, da nur Vertikallasten auftreten. Schiefe Biegung musste bei den Auslegern von Abspannwinkel- und Endmast berücksichtigt werden.

3.3 Herstellung der Masten

Seit 1946 werden in der Schweiz Schleuderbetonmasten für Freileitungen fabriziert. In eine teilbare Aussenform aus Stahl mit Holzverkleidung wird ein Armierungskorb aus Längsstäben mit Spirale eingesetzt und Beton eingefüllt. Diese geschlossene Form wird längs in die Schleudermaschine eingezogen, festgeklemmt und in Rotation versetzt. Durch die Zentrifugalkraft wird der Beton an die Stahlschalung gepresst. So entsteht nebst

einem hohlen Querschnitt und gleichmässiger Verdichtung eine sehr harte, glatte und porenfreie Oberfläche. Mit 450 kg hochwertigem Zement und Trass als Bindemittel je m^3 Fertigbeton sowie richtig abgestuftem Zuschlagstoff mit Grösstkorn 16 mm Durchmesser werden in der normalen Produktion Druckfestigkeiten bis zu 80 N/mm^2 erreicht.

Bei den vorliegenden Masten wurde ein gerippter Spezialstahl mit einer Streckgrenze von 640 N/mm^2 als Längsarmierung verwendet. Die Spiralarmierung besteht ebenfalls aus einem hochwertigeren Stahl als dem nach SIA üblichen, vorgeschriebenen Armierungsstahl. Dies gestattet eine erhebliche Stahleinsparung oder ergibt eine höhere Festigkeit der Masten.

4. Montagearbeiten

4.1 Mastentransporte

Die Hochspannungsleitung kreuzt zweimal eine Autobahn und einmal eine SBB-Linie Zürich-Chur. Die grossen Abmessungen und Gewichte der einzelnen Mastteile, Längen bis 41 m und Einzelgewichte bis 22,6 t, erforderten eine sorgfältige Vorabklärung über die Zufahrten zu den einzelnen Maststandorten. Die ersten 4800 m des Leitungstrassees führen über melioriertes Gebiet mit nicht sehr standfestem Untergrund. Im Kulturland mussten Zufahrtswege mit Holzbohlen erstellt werden.

Die Betonportal masten wurden von der Herstellerfirma in Lenzburg per Bahn angeliefert. Abwechslungsweise wurden pro Tag zwei oder drei Kompositionen mit je einem Portal mast, bestehend aus zwei Stützen und zwei Traversen, spedit. Eine Spezialfirma transportierte die Portal masten von der Bahnstation zu den einzelnen Maststandorten. Für diese Transporte wurden zwei Langgutfahrzeuge, bestehend aus Schlepper, Traktor, verbundenem Langgutan hänger und separat steuerbarem Langgutaufleger, eingesetzt (Fig. 7). Die 1100 t Betonportal masten konnten in 10 Arbeitstagen mit geringem Personalaufwand an die Standorte gebracht werden.

4.2 Mastmontage und Seilarbeiten

Das Kreuzen der Autobahnen und der SBB-Linie Zürich-Chur erforderte umfangreiche Schutzmassnahmen für den Seilzug. Die Schutzgerüste mit Fangnetzen mussten, um den reibungslosen Ablauf des Verkehrs nicht

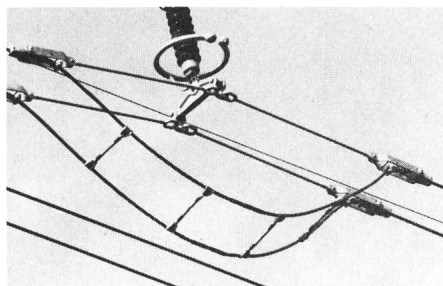


Fig. 8 Tragabspannung

zu gefährden, in Nacharbeit erstellt werden.

Das Aufstellen der einzelnen Masten erfolgte mit einem 50-t-Autokran auf vier Achsen, mit einer Kranauslegerlänge von etwa 40 m. Auf einen kleinen Arbeitsradius des Krans, Standort möglichst nahe an der Einsatzstelle, musste geachtet werden, um die Einzellasten von über 20 t heben zu können.

Beim Montieren der Portale wurden zuerst die Stützen in die vorbereiteten Fundamentaussparungen gestellt, gerichtet und verkeilt. Vor dem Aufsetzen der Traverse mussten an den Stützen Tragvorrichtungen aus Holzbalken angeklemt werden. Diese bildeten zugleich die untere Verschalung beim Einbetonieren der Traversen. Dann wurde die untere Traverse über die Stützen gehoben, eingefahren und auf den Klemmhölzern abgestellt. Der gleiche Arbeitsgang erfolgte danach für die obere Traverse. An den Auslegern waren die Isolatorenketten mit den Befestigungsvorrichtungen vorgängig am Boden montiert worden.

Der Zeitaufwand für das Stellen eines Portaltragmastes betrug einen Arbeitstag. Da zur Zeit des Leitungsneubaues hochsommerliche Temperaturen herrschten, mussten die gestellten Portale jeweils am nächsten Morgen mit Präzisionsmessgeräten nach-

gerichtet werden. Die einseitige Sonneneinstrahlung und Erwärmung der Betonstützen hatten erhebliche Durchbiegungen zur Folge. Die Traversen wurden etwa eine Woche nach der Mastmontage ausbetoniert.

Nachdem alle Masten gestellt, einbetoniert und mit den Isolatorenketten ausgerüstet waren, wurden zuerst die Erdseile, danach die Seile auf der oberen und anschliessend die Seile auf der unteren Auslegerebene eingezogen. Beim Abspannmast Nr. 13 wurden die oberen Seile mittels Sprengschweissmuffen verbunden. Da die Leitungslänge vom UW Benken bis zu Mast Nr. 13 mehr als 3000 m beträgt und die Lieferlänge für 300-mm²-Aldrey-Seile auf 3000 m begrenzt ist, musste bei Mast Nr. 12 eine Tragabspannung für das Verbinden der Leiterseile vorgesehen werden (Fig. 8). Seilverbindungen in der freien Spannweite sind im allgemeinen nicht erwünscht.

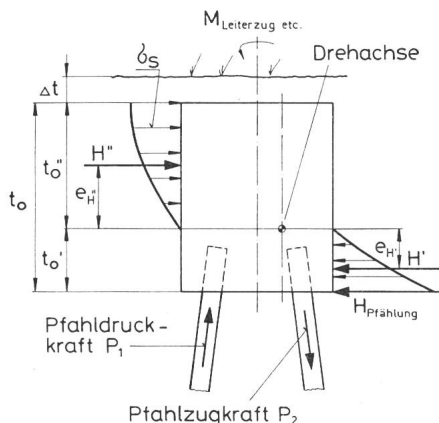


Fig. 10 Verteilung der Biegekräfte im Fundamentblock

4.3 Zeitplan der Montagearbeiten

Montagebeginn	Juni 1983
Vorbereitung, Schutzmassnahmen, Seil- und Mastendmontage	3 Wochen
Mastentransporte	2 Wochen
Mastenmontage	3 Wochen
Vorbereitungsarbeiten für den Seilzug	1 Woche
Seilzugsarbeiten	4 Wochen
Regulieren, Einklemmen, Endmontage, Aufräumen	2 Wochen
Leitung betriebsbereit	September 1983

Anhang: Formeln zur Berechnung der Fundamente

Bezüglich Verschiebung (Fig. 9)

$$H_{\text{Leiterzug usw.}} = H_{\text{Fundament}} + H_{\text{Pfähling}}$$

$$H_{\text{Fundament}} = \int_0^{t_0} \sigma_x a dt$$

$$x = f(v_x, E, v, t)$$

$$H_{\text{Pfähling}} = f(v_x, E_p, I, c, d, L, n)$$

a	Blockbreite
v _x	Horizontalverschiebung des Fundamentes
E	horizontaler Elastizitätsmodul des Baugrundes [= f(t)]
v	Querdehnungszahl des Baugrundes
t	Tiefe ab OK-Terrain
E _p · I	Pfahlsteifigkeit
c	horizontale Bettungsziffer [= f(t)]
d	Pfahl-Ø
L	Pfahllänge
n	Pfahlzahl

Bezüglich Verdrehung (Fig. 10)

$$M_{\text{Leiterzug usw.}} = M_{\text{Pfähle}} + M_S$$

M_{Pfähle} stabilisierendes Moment infolge des durch die Pfahlhebung bzw. -setzung aktivierten Kräftepaars

M_S stabilisierendes Moment infolge seitlicher Einspannung des Fundamentblockes

$$M_{\text{Pfähle}} = \sum P_1 x_1 + \mu \sum P_2 x_2$$

$$M_S = H_S'' \cdot e_H'' + H_S' \cdot e_H' + H_{\text{Pfähling}} \cdot t_0'$$

$$H_S'' = \int_0^{t_0''} \sigma_S a dt$$

$$H_S' = \int_0^{t_0'} \sigma_S a dt$$

$$\sigma_S = f(\text{tg} \alpha, E, t)$$

$$H_{\text{Pfähling}} = f(\text{tg} \alpha, E_p, I, c, d, L, n)$$

$$\left. \begin{array}{l} P_1 \\ P_2 \end{array} \right\} = f(\text{tg} \alpha)$$

x_{1,2} Abstand Pfahlachse-Drehachse (Die Lage der Drehachse ergibt sich aus einer Gleichgewichts- und einer Verformungsbedingung)

tg α Verdrehung des Fundamentblockes

$$\mu = \frac{\text{Pfahlsetzung } S_{\text{Druck}}}{\text{Pfahlhebung } S_{\text{Zug}}} \quad (\text{bei Pfahlzugkraft} = \text{Pfahldruckkraft})$$

$$S_{\text{Druck}} = f(P, E_S, E_M, L, d)$$

$$S_{\text{Zug}} = f(P, E_M, L, d)$$

E_S Elastizitätsmodul des Baugrundes im Bereich der Pfahlspitze

E_M Elastizitätsmodul im Bereich des Pfahlmantels

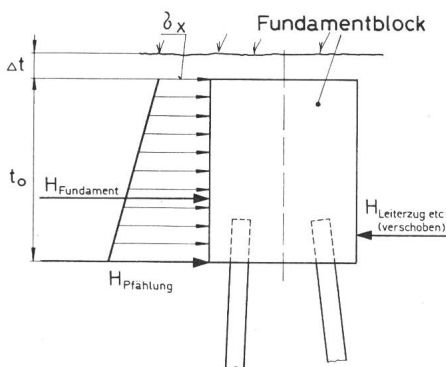


Fig. 9 Schubkräfte am Fundamentblock