

Die Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg

Autor(en): **Colberg, O.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **77/78 (1921)**

Heft 10

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-37228>

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.

Phase, Transformator inbegriffen, 0,00135 Ohm beträgt, können, wie eine leichte Rechnung zeigt, bei so niedriger Spannung nur 1740 *kW* aus dem Transformator gewonnen werden. Der sekundäre Strom, der sich im Mittel auf 20700 *A* beläuft, wird durch Kupferleiter und Kabel zu zwei wassergekühlten Kupferröhren von 10 *cm* Durchmesser geführt, die mit der Elektrodenklammer verbunden sind.

Der Herd ist ein offener viereckiger Trog, wie sie im allgemeinen für die Herstellung von Eisenlegierungen gebraucht werden. Dessen äussere Abmessungen sind $3,66 \times 6,00$ *m*, bei einer Tiefe von 2,50 *m*. An Elektroden (Abbildung 4) sind drei Stück von 813 *mm* Durchmesser und 7,20 *m* Länge vorhanden. Ihre Hülse besteht aus 1 *mm* starkem Eisenblech und trägt Rippen, die den Teig zusammenhalten und auch für eine gute Stromverteilung sorgen. Die einzelnen Sektionen sind 1,15 *m* lang und wiegen 50 *kg* oder 44 *kg* pro laufenden Meter. Das spezifische Gewicht des Kohlenteiges beträgt 1,5, sodass der laufende Meter 750 *kg* wiegt. Das Verhältnis Kohle zu Eisen ist somit 18. Der Teig wird im Werke selbst hergestellt, wo der erforderliche Anthrazit in einem elektrischen Ofen kalzinert wird. Wenn er eine Zeit lang gelagert hat, wird er vor dem Verbrauch wieder etwas erwärmt.

Da die Elektroden ungefähr 6000 *kg* schwer sind, sind auch die aus Phosphorbronze gegossenen Klammern verhältnismässig gross und schwer. Sie sind deshalb mit Kühlung versehen. Die in Anniston angewandte Bauart erlaubt, die Elektroden unter Strom herabgleiten zu lassen, was eine nicht zu unterschätzende Zeitersparnis bedeutet. Der äussere Teil der Hülse, oberhalb der Klammer, wird, wie bereits erwähnt, durch einen dünnen, dicht anschmiegenden Eisenmantel, der bis in den Stampfraum hineinragt und auf die Klammer selbst gestützt ist, vom Staube geschützt, sodass immer eine saubere Fläche für den Kontakt vorhanden ist.

Der Stampfraum ist ungefähr 3,6 *m* oberhalb des Ofens angeordnet (vergl. Abb. 3), vollständig geschlossen und mit der Aussenluft durch einen langen Gang verbunden. Ein Ventilator sorgt für frische Luftzufuhr. Die Elektroden ragen durch den Boden hinauf und sind von diesem durch Asbest-Stopfbüchsen isoliert und abgedichtet. Der Boden ist aus Eisenbeton mit Armierung aus wassergekühlten Eisenröhren. Dank dieser Kühlung ist die Temperatur im Stampfraum niedriger als im Ofenraum.



Abb. 5. Frühere Elektroden der Ofenanlage in Anniston.

Seit seiner Inbetriebsetzung wurde der Ofen sozusagen nie der Elektroden wegen abgestellt, die in einfacher Weise während des Betriebs, unter Strom, verlängert werden können. Der Verbrauch an Elektroden betrug im Mittel, während einer Periode von drei Monaten, 6,8 *kg* pro 1000 *kWh*. Da der tägliche Energiekonsum des Ofens

sich im Mittel auf 40 000 *kWh* beläuft, ist ungefähr alle 2 1/2 Tage eine neue Sektion anzuschweissen und mit Teig nachzufüllen. Das Anschweissen, sowie das Nachfüllen und Stampfen nehmen je zwei Mann während ungefähr je vier Stunden in Anspruch.

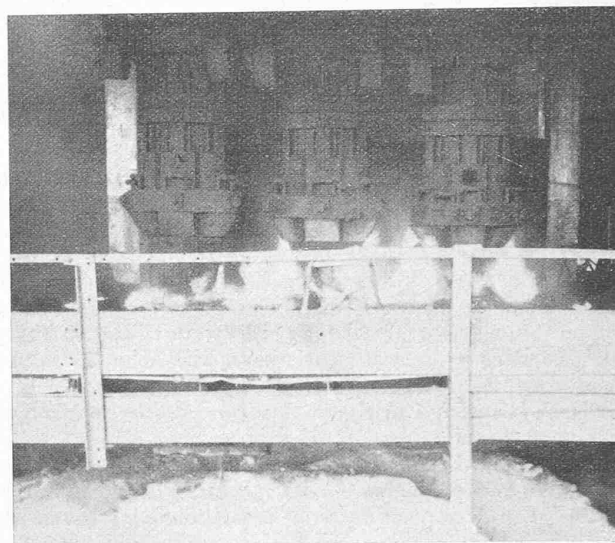


Abb. 4. Söderberg-Elektroden der Ofenanlage in Anniston.

Interessant war die Beobachtung, wie die Abnutzung der drei Elektroden verschieden war, als am Anfang die Stromstärke in den drei Phasen auf gleiche Höhe gehalten wurde. Es beweist, dass infolge der Verschiedenheit der Reaktanz in den drei Phasen die Leistung der drei Lichtbogen verschieden war. Seitdem die Stromstärken in den einzelnen Phasen den Reaktanzen angepasst wurden, ist auch der Verbrauch an Elektroden ein nahezu gleichmässiger geworden.

Vor der Einführung der Söderberg-Elektrode arbeitete der Ofen in Anniston mit zwei Elektroden von 50×50 *cm* Querschnitt pro Phase, die am Kopf aufgehängt waren (Abb. 5). Der Verlust an Elektroden war gross, erstens weil sie durch die Gase abgebrannt wurden und zweitens weil nur 2/3 der Elektrodenhöhe ausgenutzt werden konnten. Obwohl ein direkter Vergleich schwer aufzustellen ist, kann gesagt werden, dass die Kosten der neuen Elektrode ungefähr ein Drittel der früheren betragen.

Die Vorteile der Söderberg-Elektrode sind kurz zusammengefasst die folgenden: Kontinuität des Betriebes; kleinerer Verbrauch an Elektroden; kleinere Kosten; besserer Betrieb und grössere Befriedigung der Arbeiter; Unabhängigkeit der Anlage von der Elektrodenlieferung; Wegfallen des Laufkranes, wenn ein solcher bloss zum Auswechseln der Elektroden gebraucht wird. — In der Schweiz, wo mit Kohle sehr sparsam umgegangen werden muss, würde diese neue Erfindung sicher grosse Vorteile bieten.

Am 29. September wurde der Ofen in Anniston abgestellt, etwas umgeändert und am 1. Oktober zur Herstellung von 20-prozentigem Phosphor-Eisen wieder in Gang gesetzt.

Die Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg.

Von Prof. O. Colberg, Reg.-Bmstr. a. D. Hamburg.

„Mein Heim ist die Welt“, lautete die stolze Inschrift am Gebäude der Generaldirektion der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg. Die Entwicklung des Riesenunternehmens war eine so gewaltige, dass das erst im Jahre 1902 erstellte Gebäude in den letzten Jahren vor dem Krieg schon längst nicht mehr ausreichte, um die sämtlichen Abteilungen der Verwaltung zu fassen, sodass diese

teilweise in andern Privathäusern untergebracht werden musste. Die Verhältnisse drängten daher zu einem Erweiterungsbau. Dieser wurde im Jahre 1913 in Angriff genommen. Er bildet im Grundriss ein Trapez aus zwei einander gegenüber liegenden Hauptfronten von 46,6 bzw. 49,2 m Länge, der Anschlussmauer an den Altbau und endlich, als vierter Seite, der Schrägfront von 49,6 m Länge. Der Umbau war derart gedacht, dass der Altbau, von Aenderungen im Innern abgesehen, im Rohbau unverändert bleiben, seine Fassade jedoch entfernt und durch eine neue ersetzt werden sollte, die jener des Neubaus anzupassen war. Die Fensterverteilung im Altbau blieb daher die gleiche und wurde somit auch massgebend für den Neubau. Auf den gesamten Bau aber sollte alsdann ein weiteres Stockwerk aufgesetzt werden; auch sollte dieses als monumentalen Abschluss einen mächtigen Kuppel-Turmaufbau von 64 m Höhe über der Strasse erhalten. Aus dem künstlerischen Wettbewerb für den Erweiterungsbau ging der Hamburger Arch. *Fritz Höger* als Sieger hervor.

Die Abfangung der Lasten dieser Turmkuppel erschien, weil sie zur Hälfte die Gründungen des Altbaues belastete, während sie zur andern Hälfte von dem Anschluss-Neubau getragen werden sollte, einigen Mitgliedern des Bauausschusses undurchführbar. Der Verfasser wurde hier zur Abgabe eines sachverständigen Urteils aufgefordert, ob die vorhandenen Gründungen zur Aufnahme solcher Mehrbelastungen verstärkt werden könnten und ob es möglich sei, ohne Schaden für den Altbau, für den Turmaufbau selbst, sowie für den den Turmaufbau zur Hälfte tragenden Anschlussbauteil, den letztern bis herab zu seinen Gründungen konstruktiv so durchzubilden, dass einseitige Setzungen ausgeschlossen sein würden. Er konnte diese Fragen, auf Grund reicher früherer Erfahrung, an Hand eines technischen Nachweises bejahen.

Gerade als ob eine gütige Vorsehung der Leitung der „Hapag“ (Hamburg-Amerikanische Paketfahrt-Aktiengesellschaft) eine Demütigung hätte ersparen wollen, scheiterte aber die Ausführung des Turms, obwohl die technische Durchführbarkeit auch seitens der Baubehörde anerkannt worden war, an rein allgemein baupolizeilichen Vorschriften, die eine Erhebung von Gebäuden in diesem Stadtteil nur bis höchstens 24 m über Strassenoberkante zuließen. Aber selbst nach Wegfall des Turmaufbaues traten stellenweise

äußerste Vorsicht, zumal die Gründung des Neubaus grundsätzlich anderer Art war als jene des Altbaues. Während der Altbau auf einem Rost von im Durchschnitt 1 bis 1,5 m von einander entfernt stehenden Pfählen ruhte, die eine im Gebäude-Innern 1 m starke, an den Rändern auf 1,35 m bis 1,85 m verstärkte Stampfbetonplatte trugen, wählte der Verfasser, dem auch die Entwurf-Bearbeitung der Gründungen des Neubaus übertragen wurde, für die letztgenannten Einzelgruppen-Gründungen in Eisenbeton.

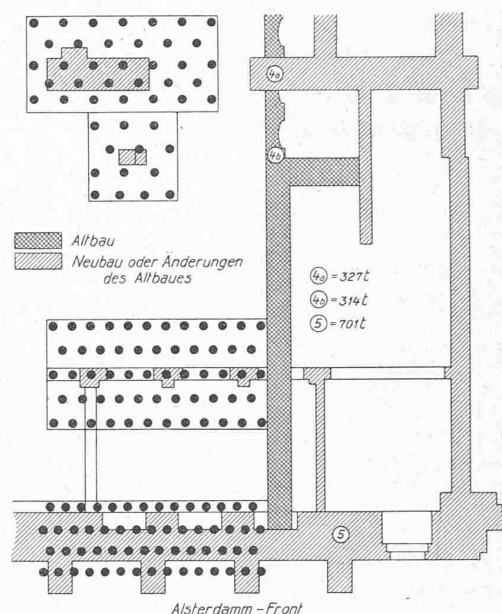


Abb. 1. Teilgrundriss. — Masstab 1 : 250.

In Abbildung 1 ist ein Teil des Grundrisses der Fundierung des Neubaus beim Anschluss an den Altbau dargestellt. Hierbei wurde der Teil herausgegriffen, der die grösseren Zusatzlasten enthielt.

1. *Mehrbelastung des Randes der alten Stampfbeton-Platte unter der alten Abschlussgiebelwand mit je 30 t/m.* Aus der Abbildung 2 ist der Querschnitt des Plattenrandes, der hier nur 1 m Stärke besass, mit dem alten aufgehenden Mauerwerk sowie die Anschlusskonstruktion des Neubaus ersichtlich. Die Plattenunterkante liegt auf Höhe + 5,10 m, welche Höhe auch für die Unterseite des gesamten Betonfundamentes in sich schliessenden wasserdichten Troges beibehalten wurde, in den der gesamte Neubau gestellt wurde, weil die im untersten Tiefkeller liegenden Rohrleitungen stets im Trockenem zugänglich bleiben sollten, während das Hochwasser der in allernächster Nähe befindlichen Alster die Höhe von + 6,60 m erreicht. Da der Lastangriff um 15 cm einwärts vom Plattenrand erfolgt, genügte eine einseitige exzentrische Abfangung dieser Belastung durch Anordnung eines mit dreifacher Zahnreihe in die alte Platte eingreifenden Betonbalkens, der in Entfernungen von je 50 cm durch Strausspfähle unterstützt wird. Diese sind mit einer Eisenbewehrung versehen, die vom Pfahlkopf aus in die Verzahnungen mit eingeflochten wurde. An diesen Abfangbalken lehnte sich unmittelbar die Wandung des erwähnten wasserdichten Eisenbetontroges mit der innenliegenden Isolierung. Die Frage einer einseitigen Setzung war hier sehr wesentlich. Dass der Altbau, verstärkt durch die mit nur 15 t pro Pfahl beanspruchten Strausspfähle, sich setzen sollte, war sehr unwahrscheinlich. Dagegen war mit der Möglichkeit einer, wenn auch geringen Nachgiebigkeit der Gründungen des Neubaus zu rechnen, also des Troges, der seinerseits entlang den Wandungen auch auf eine Reihe von Strausspfählen gestellt wurde; diese, in Abständen von 1,50 m von einander angeordnet, hatten aber lediglich das Eigengewicht des Trograndes zu tragen und wurden daher kaum beansprucht. Um einem einseitigen Setzen des Troges vorzubeugen, wurde der Trogwandung

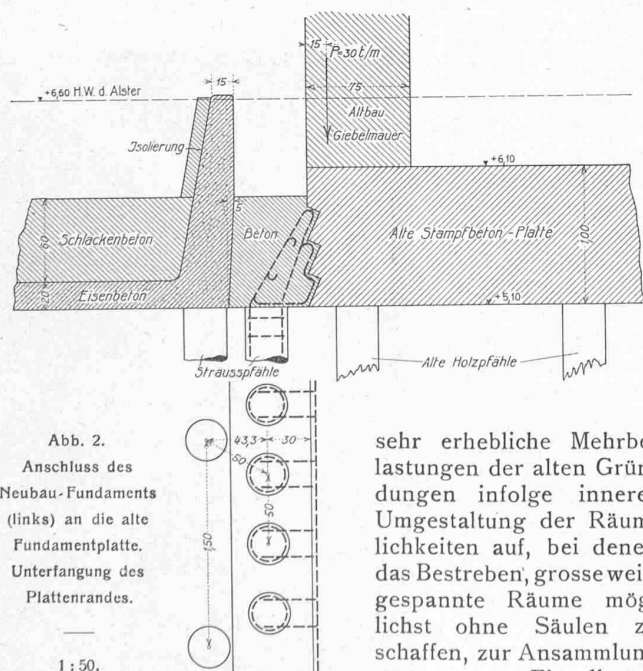


Abb. 2.
Anschluss des
Neubau-Fundaments
(links) an die alte
Fundamentplatte.
Unterfangung des
Plattenrandes.

Stützen dieser Räume führte. Die Gefahr einseitiger oder ungleicher Setzungen oder von Setzungen überhaupt an den Anschlussstellen des Neubaus an den Altbau erheischte

an ihrer Anlehnung an den Abfangebalken ein geringer Anlauf von 5 cm gegeben (Abbildung 2) und in die Fuge eine Lage Dachpappe eingelegt, um eine ganz verschwindende Bewegung infolge Temperatur-Schwankungen zu gestatten, ohne dass indessen eine Abwärtsbewegung des Troges gegenüber dem Betonbalken zu gewärtigen war.

nicht gerade einfach anzunehmen war, stellte sich der Vorschlag für die Ausführung mit Eisenträger doch erheblich teurer, wozu noch der Nachteil einer längeren Lieferzeit getreten wäre. Infolgedessen nahm man von der Ausführung mit breitflanschigen Trägern Abstand. Auch hier besass die alte Fundamentplatte eine Stärke von 1 m. Sie

Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg.

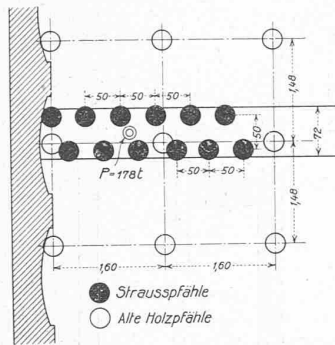


Abb. 3. Unterfangung von $P = 178 t$.

2. Unterfangung einer Säulenlast von 178 t. Diese im Innern des Altbauwerks vorzunehmende Verstärkung kehrte mehrfach in ähnlicher Form wieder. Die Säulenlast ruhte auf einer 70 cm starken gemauerten Wand, die nachträglich im Altbau zu errichten war. Aus der Abbildung 3 ist der Grundriss der alten Pfahlausteilung ersichtlich. Zur Aufnahme der Zusatzlast wurden $178 t : 15 t = 12$ Strausspfähle bestimmt, in Abständen von 50 cm voneinander in zwei Reihen gestaffelt. Zu ihrer Herstellung war zunächst die alte hier 1 m starke Fundamentplatte zu durchstossen, was mittels Pressluft-Bohrhämern geschah. Hierauf wurden die eisernen Leitrohre von 30 cm lichter Weite durch diese kreisförmigen Öffnungen durchgesteckt und mit dem Ausbohren des Untergrundes unter der Platte nach dem gewöhnlichen Bohrverfahren begonnen, dem nach Erreichung der ge-

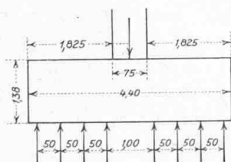


Abb. 6.

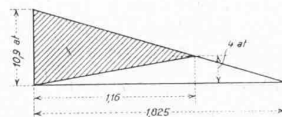


Abb. 7.

wünschten Tiefe von etwa 10 m die Betonierung des Pfahles unter allmählichem Hervorziehen des Leitrohres folgte, dem Verfahren von Ingenieur Strauss entsprechend. Die Strausspfähle erwiesen sich für diese Arbeiten als ganz besonders geeignet, da ihre Herstellung auch von ganz niedrigen und engen Räumen aus erfolgen kann, wie aus den nachfolgenden Schilderungen noch deutlicher hervorgeht. Das aus der alten Betonplatte ausgestemmte Loch wurde hierauf mit Stampfbeton wieder geschlossen.

3. Nicht ganz so einfach gestaltete sich die Fundamentverstärkung für eine Säulenlast von 378 t, die in Abbildung 4 und 5 dargestellt ist. Der Fuss dieser eisernen Säule bestand aus einer eisernen Platte von 75×220 cm Ausmass, die den Druck auf den Beton mittels der Säule auf das seitens der Baupolizei zugelassene Mass von rd. 25 kg/cm^2 abzumindern hatte. Zur Ermittlung der wirtschaftlichsten Ausführungsweise wurden zwei Lösungen bearbeitet, die eine mit Verwendung von breitflanschigen Differdinger-Trägern, die andere als reine Eisenbetonkonstruktion. Obwohl die Durchführung der letztgenannten

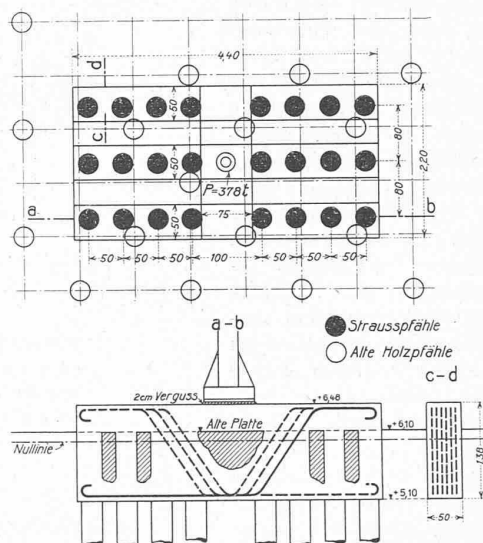


Abb. 4 und 5. Unterfangung von $P = 378 t$.

Masstab für Abb. 3 bis 5 und 8 = 1 : 100.

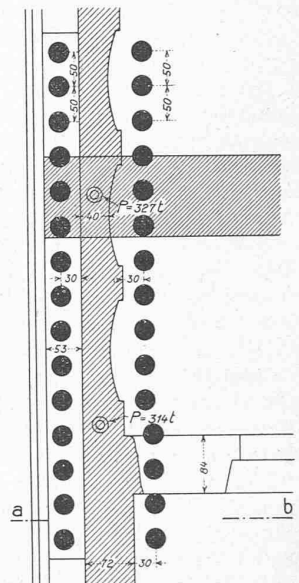


Abb. 8. Zwei P von 327 t, bew. 314 t.

ruhte in Höhe $+5,10 \text{ m}$ auf dem Holzpfahlrost. Die Unterkante der eisernen Säulen Fussplatte lag auf Höhe $+6,50$. Rechnete man 2 cm Zwischenraum für Verguss dieser Platte, so verblieb als verfügbare Konstruktionshöhe 1,38 m. Während die eisernen Grundplatte die Verteilung der Last auf die Oberfläche der alten Betonplatte bewirkte, musste eine weitere beträchtliche Druckverteilung noch vorgenommen werden für die unter der Betonplatte herzustellenden 24 Strausspfähle, deren jeder eine Last von $378 : 24 = 15,7 t$ aufnehmen sollte und die in drei Reihen zu je acht Pfählen angeordnet wurden, sodass für jede dieser Reihen ein druckverteilender Träger von $378 : 3 = 126 t$ Lastaufnahme erforderlich wurde (Abb. 6). Unter der berechtigten Annahme, dass die engstehenden Pfähle wie eine gleichmässig verteilte Bodenreaktion wirkten, stellte sich das Biegemoment eines solchen Druckverteilungsbalkens in der Senkrechten unter dem Rande der eisernen Fussplatte auf:

$$M = \frac{126 t \cdot 1,825}{4} = 57,4 \text{ mt.}$$

Unter Zugrundelegung von $\sigma_b = 40$ u. $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$

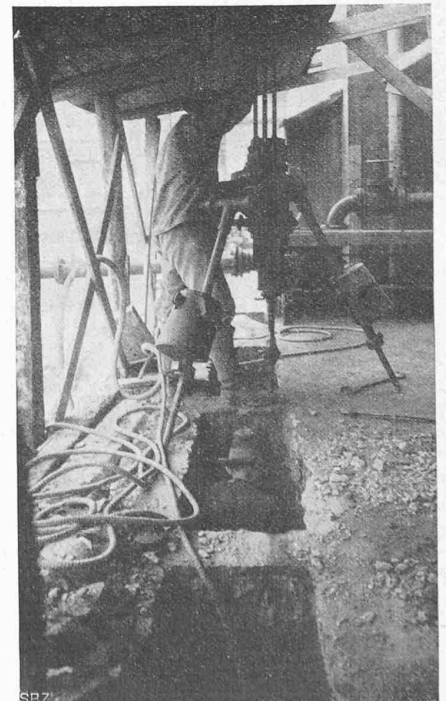


Abb. 10. Pfählungsschlitz zu Abb. 8 und 9.

ermittelt sich die erforderliche Breite jedes der drei Druckverteilungsbalken aus

$$h - a = 132 \text{ cm} = 0,039 \sqrt{\frac{5740000 \text{ (in } \text{cm}^2 \text{ kg)}}{b \text{ (in } \text{m})}}$$

$$\text{zu: } b = \frac{5740000}{\left(\frac{132}{0,039}\right)^2} = \text{rd. } 50 \text{ cm.}$$

Die Eisenbewehrung ergibt sich zu $F_e = 0,0293 \sqrt{5740000} \cdot 0,5 = \text{rund } 50 \text{ cm}^2$, wofür sechs Stäbe von $34 \text{ mm } \Phi$ gewählt wurden mit einem Querschnitt von $54,5 \text{ cm}^2$. Die Schubkraft ergab sich, da

$$x = 0,375 (h - a) = 49,5 \text{ cm, zu:}$$

$$\tau_0 = \frac{V}{\left(h - a - \frac{x}{3}\right) b} = \frac{63000}{\left(132 - \frac{49,5}{3}\right) 50} = 10,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Es wurde nun notwendig, für die nach Vorstehendem auszurüstenden drei Druckverteilungsbalken die entsprechenden Hohlräume aus der alten Fundamentplatte herauszuarbeiten, über deren Oberkante diese Balken um 38 cm hervorstehen mussten, wenn man die Balkenunterkante in Höhe der Unterkante der Betonplatte legte. Der Verfasser hielt es aber für zweckmässig, soweit irgend tunlich, Brücken aus altem Beton in dem für den Hohlraum der drei Druckverteilungsträger aus der alten Fundamentplatte herauszustemmenden Beton stehen zu lassen, um eine möglichst innige Verbindung des Balkens mit dem Plattenbeton zu erzielen. Die Bewehrungsstäbe erhielten daher die in Abbildung 5 an einem Stab voll ausgezogen dargestellte Form, um zwischen den stehen gebliebenen Brücken noch durchgesteckt werden zu können. Die bis zum Jahr 1916 in Hamburg bestehenden baupolizeilichen Bestimmungen

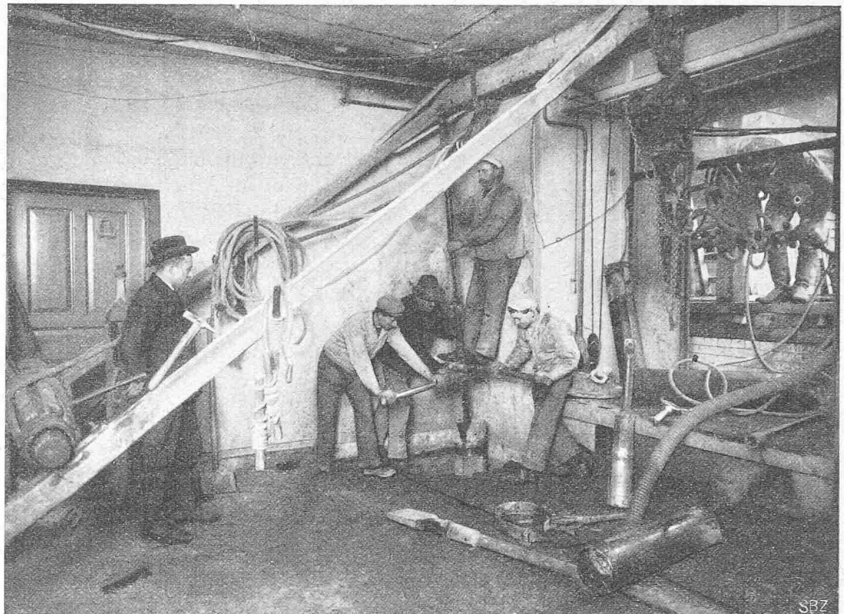


Abb. 13. Strausspahl-Bohrung in einer Kellerraum-Ecke, dicht an den Wänden.

Somit wurden drei Rundeisen aufgebogen, und beansprucht

$$\text{mit: } \sigma_{es} = \frac{22100 \text{ kg}}{27,24 \text{ cm}^2} = 810 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Am Rande der Giebelanschlusswand traten ausser der unter 1) besprochenen Zusatzbelastung an anderer Stelle (Abbildung 8 und 9) noch *zwei erhebliche Mehrbelastungen auf von 314 t bzw. 327 t*. Die Hauptleistung bestand hier in der Durchbohrung der an fraglicher Stelle $1,85 \text{ m}$ starken Betonplatte des alten Fundamentes. Ein günstiger Umstand war hier das Vorhandensein einer starken druckverteilenden Mauer unter den beiden Lasten. Da die beiden Zusatzlasten mit besonders hohen Sicherheiten gerechnet waren, erschien eine Anzahl von 30 Strausspfählen hinreichend zu deren Aufnahme, zumal eine grössere Zahl in symmetrischer Anordnung bzw. zentrischer Unterfangung nur unter weiteren Erschwernissen hätte untergebracht werden können. Diese Pfähle erhielten zudem etwas grössere Längen als die mit nur 15 t belasteten. So wird die Last von 314 t von 14 Pfählen, jene von 327 t von deren 16 getragen, sodass in der ersten Pfahlgruppe jeder Pfahl mit $22,5 \text{ t}$, gegenüber 20 t in der zweiten Gruppe herangezogen wurde. Die aussen am Plattenrande angeordneten Strausspfähle hat man in genau gleicher Weise mit der Platte verbunden wie unter 1) beschrieben wurde. Zwecks Herstellung der innern Reihe der Strausspfähle wurde aber nicht, wie unter 2), für jeden derselben ein kreisrundes Loch herausgestemmt, sondern es wurden hier stets mehrere solcher Pfähle in einem gemeinsamen Schlitz durch den alten Beton vereinigt. Die Anwendung der Pressluft-Bohrhämmer konnte hier geradezu Triumphe feiern. Abbildung 10 zeigt den Bohrhammer in zweifacher Tätigkeit, einmal beim Ausbohren der obern Schichten, zum andern in seiner Handhabung in den untersten Teilen des Schlitzes, wo sogar die Verzahnungen mit ihm ausgestemmt werden konnten trotz der Engigkeit der Grube. Man konnte sich hier auch nicht auf die Lichtweite von 30 cm beschränken, wie sie für Strausspfähle allein erforderlich gewesen wäre, sondern es musste soviel Platz geschaffen werden, dass ein Handarbeiter mit Bohrhammer neben sorgfältiger Herausarbeitung der Verzahnungen auch die gelockerten Betonbrocken lösen und die blosgelegten Flächen von Staub reinigen, diese später beim Betonieren annässen und schleimen konnte, und dass endlich die Eiseneinlagen in ihre genaue Lage gebracht, in dieser gesichert und satt mit Beton umhüllt werden konnten. Auch hier wurden die Strausspfähle als Eisenbetonpfähle ausgebildet und ihre Bewehrung in die Verzahnung eingebogen.

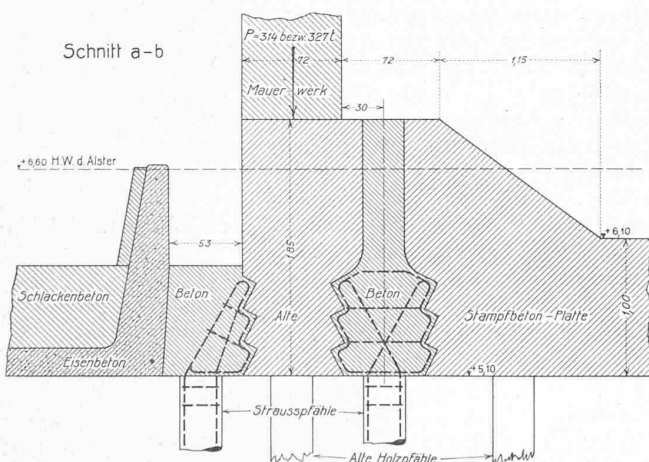


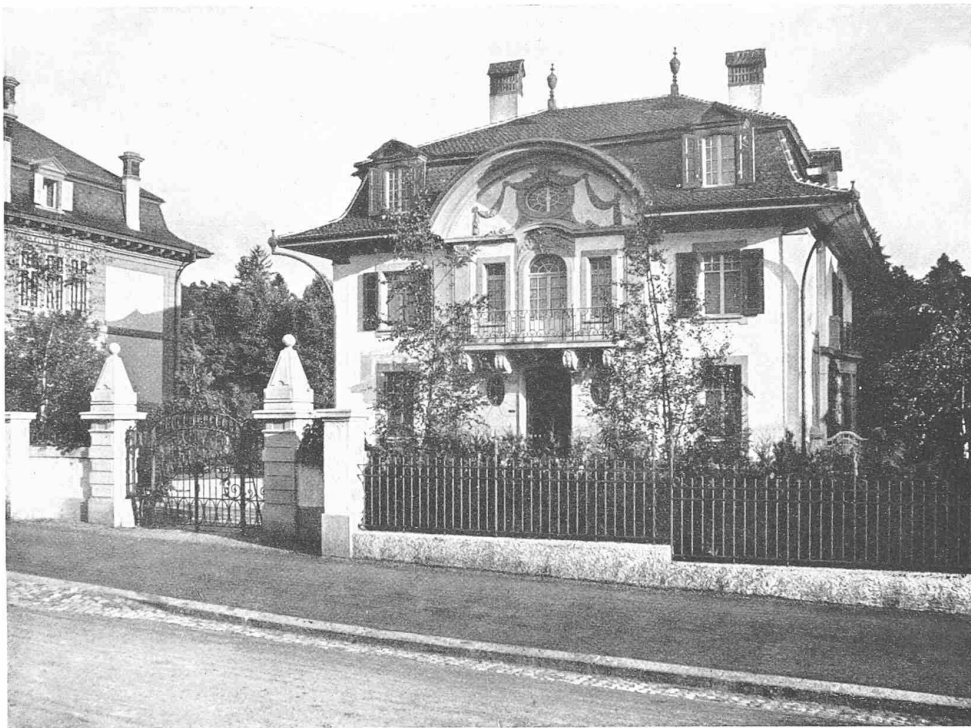
Abb. 9. Querschnitt zu Abb. 8, $P = 314$ bzw. 327 t . — 1:50.

liessen bis zu 4 kg/cm^2 Schubspannung nach der Massgabe zu, dass bei höherer Schubbeanspruchung als 4 kg/cm^2 die schiefen Hauptspannungen durch Abbiegungen der Bewehrungsstäbe in geeigneter Verteilung aufzunehmen waren, sodass „dem Beton nur ein mit dem Abstand vom Auflager geräddlinig von Null bis auf 4 kg/cm^2 wachsender Anteil an den Schubspannungen zufällt“ (Abbildung 7). Demzufolge ergab sich die Strecke w , auf welche die Schubspannungen von dem Aufbiegeeisen zu tragen waren, zu

$$w = \frac{\tau_0 - \alpha t}{\tau_0} l = \frac{1,09 - 4}{10,9} 1,825 = 1,16 \text{ m}$$

und die auf die fraglichen Stäbe zu übertragende Zugkraft zu

$$Z = \frac{\tau_0 \cdot w}{2} b \frac{1}{V_2} = \frac{10,9 \cdot 1,16}{2} 50 \frac{1}{V_2} = 22100 \text{ kg}$$



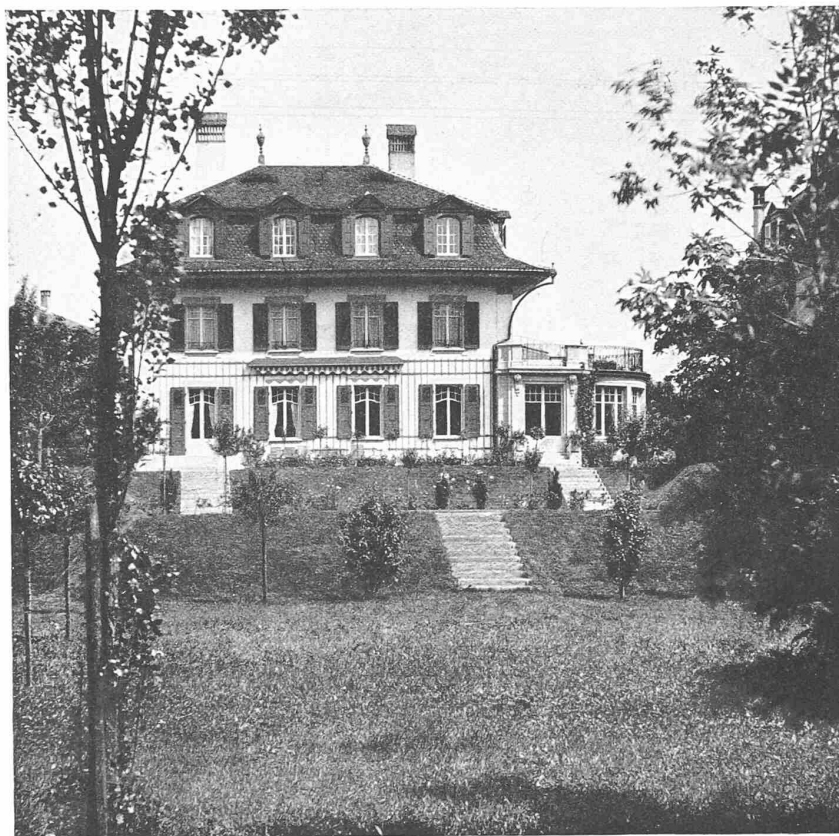
O BEN: ANSICHT VON DER STRASSE

UNTEN: BLICK INS SPEISEZIMMER

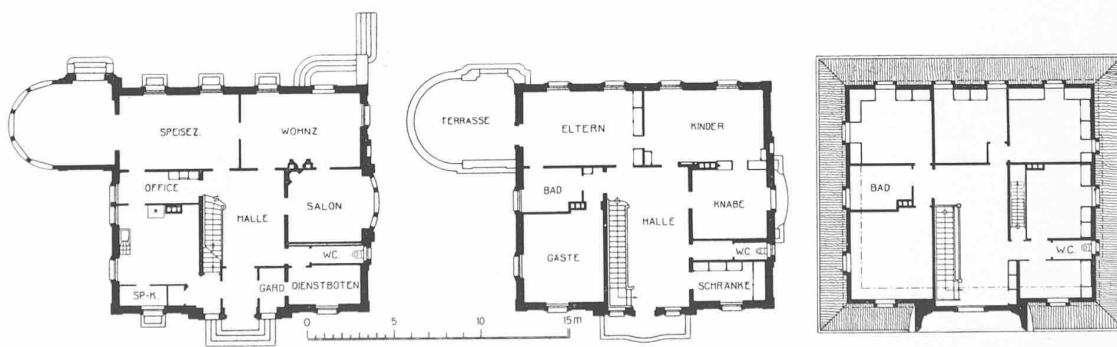


VILLA DR. Z. AN DER KIRCHENFELDSTRASSE IN BERN

ARCH. MAX ZEERLEDER, BERN



ANSICHT VOM GARTEN HER
GRUNDRISSSE 1 : 400



VILLA DR. Z. AN DER KIRCHENFELDSTRASSE IN BERN
ARCH. MAX ZEERLEDER, BERN