

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 107/108 (1936)
Heft: 15

Artikel: Der Ausbau des Quai Perdonnet in Vevey
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-48386>

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>

INHALT: Der Ausbau des Quai Perdonnet in Vevey. — Laufeigenschaften von Eisenbahnfahrzeugen. — Zwei Fabrikneubauten. — Mitteilungen: Gebirgs-Kurzwellengerät. Eidg. Techn. Hochschule. Der Winterflugplan 1936/37 in der Schweiz. Ferienwohnungen bei den englischen

Eisenbahnen. Schweissungen im Schiffsbau. Die Vergrößerung des Internationalen Arbeitsamtes in Genf. Kollegengebäude der Basler Universität. Der Schweizerische Werkbund. — Nekrologe: Gaston Guex. — Literatur: Messungen über Spurführung bogenläufiger Eisenbahnfahrzeuge.

Band 108

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. 15

Der Ausbau des Quai Perdonnet in Vevey

Um irrümlichen Schlussfolgerungen zuvorzukommen, müssen wir feststellen, dass die hier veröffentlichten Arbeiten der Ingenieure Maillart und Egli bereits im Mai d. J. fertig vorlagen und Ing. P. Pfeiffer (Directeur des Travaux de la Ville de Vevey) zur Verfügung gestanden hatten, bevor dessen Veröffentlichung über den gleichen Gegenstand in «Strasse und Verkehr» vom 12. Juni erschien. Red.

I. Allgemeines und Projektierung

Von Ing. R. MAILLART, Zürich-Genf

Ueber die für diesen Bau vorgenommenen Versuche zur Ermittlung der Beanspruchung durch Wellenschlag¹⁾, sowie über den kurz nachher erfolgten Einsturz²⁾ des benachbarten alten Quaistückes ist hier bereits berichtet worden. Heute soll noch Allgemeines über die Konstruktion und über die nach dem Einsturz getroffenen Massnahmen mitgeteilt werden.

Wie in ²⁾ schon gesagt, legte die Stadt Vevey der Ausschreibung ein Projekt zu Grunde, das auch das alte Quaistück ungeschert verwenden wollte und von dem in der Ausführung stark abgewichen wurde. Es ist eine einbetonierte Eisenkonstruktion auf pneumatisch fundierten Zylindern mit an der Tragkonstruktion angehängter, nicht sehr tieferreichender Tauchwand (Abb. 3 auf S. 232 von Bd. 101). Die an der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H. durchgeführten Versuche¹⁾ haben ergeben, dass die Tauchtiefe der projektierten Wand um 2 m zu gering wäre, um Unterkolung der anstossenden Gebäude zu verhindern, und dass die Wand grössere Wellendrucke aufnehmen muss, als diesem Projekt zu Grunde lagen. Zuerst wurde dessen Anpassung an die neuen Kräfte und Dimensionen der Tauchwand ohne grundlegende Aenderungen versucht. Es zeigte sich indes, dass es aus konstruktiven Gründen und wegen der Ausführungsschwierigkeiten praktisch undurchführbar gewesen wäre, die vertiefte und stark beanspruchte Tauchwand an der vorgesehenen Tragkonstruktion zu befestigen, so dass sich die Notwendigkeit nicht nur einer steifen, kastenförmigen Ausbildung der Wand, sondern auch deren direkter Auflagerung auf die vordere Pfeilerreihe ergab. Aber auch die Stabilität der Pfeiler, wenn oben nur durch gelenkig aufgelagerte Eisenbalken verbunden, erschien nun infolge der starken Abweichung der Resultierenden von der Senkrechten fraglich und man hätte Caissons von wesentlich grösserer Grundfläche, oder unter Voraussetzung der Mitwirkung des passiven Erddruckes Pfeiler von grösserer Tiefe als der Gleitfahr wegen nötig, und dazu mit stärkerer Armierung, anwenden müssen. Auch eine Vermehrung der Caissons wäre in Frage gekommen. Indes waren alle derart weitgehenden Aenderungen schon der Kosten wegen unerwünscht und man suchte mit der vorgesehenen Grösse und Anzahl der Caissons auszukommen. Bei der hinteren Reihe erschien dies

gerade noch möglich, bei der vorderen dagegen musste die runde Form wegen der Auflagerung der Tauchkasten verlassen und infolge von deren Mehrgewicht der Querschnitt entsprechend vergrössert werden, um den als zulässig angenommenen Fundamentdruck von 2 kg/cm² nicht zu überschreiten. So ergab sich eine Grundrissgestaltung des ganzen Bauwerkes gemäss Abb. 1.

Der aus den Versuchen sich ergebende Wellendruck von über 10 t/m² gilt nur für rechtwinkliges Auftreffen der Wellen, also von Süden. Die herrschenden Windrichtungen sind indes Süd-Ost und Süd-West, so dass mit einem um 30 % kleineren Druck gerechnet werden durfte. Damit ergab sich immer noch eine grosse Breite der Tauchkasten (Abb. 2, sowie 13 und 14) zur einwandfreien Aufnahme der horizontal wirkenden Biegemomente. Sie werden von der Bodenplatte und der Deckplatte (diese durchbrochen, also als Pfostenfachwerk wirkend) aufgenommen. Zur Erzielung guter Schwimmfähigkeit ist der Boden erhöht angenommen, so dass die Längswände unten vorstehen. Querwände gewährleisten die Steifigkeit. Da die Horizontalkräfte das Gewicht vermindert um den Auftrieb, erheblich übersteigen, sind die Tauchkasten nicht stabil. Deshalb sind sie nicht nur unten, sondern auch oben vermittelt an den Pfeilerköpfen angebrachter Vorsprünge seitlich gehalten. Der zwischen Kasten und Tragwerk verbleibende Raum wurde bis auf einen 25 cm hohen Entlüftungsschlitz mittels eines schief gestellten Ansatzes der vorderen Wand geschlossen. Diese Auskragung mag den Wellendruck etwas vergrössern, das gänzliche Hinausrücken der vorderen Pfeilerreihe hätte aber andere Nachteile infolge Vergrößerung der Fundationstiefe und insbesondere der Stützweite des Tragwerkes in der Querrichtung ergeben. Auch ist diese Schräge insofern erwünscht, als das anprallende Wasser dadurch zurückgeworfen und eine Ueberflutung des Quais bei Sturm verhindert wird.

Konnte so die Dimensionierung der Kasten in befriedigender Weise gelöst werden, so waren die Verhältnisse bezüglich der Stabilität der Pfeiler schwieriger. Trotz der Verminderung um 30 % ergibt sich als Durchschnittswert der oben angreifenden Horizontalkraft, unter gleichmässiger Mitwirkung beider Pfeilerreihen, immer noch der grosse Betrag von rund 50 t, der selbst unter Berücksichtigung des passiven Erddruckes ohne wesentliche Vergrößerung der Dimensionen keine Stabilität ergab. Als erstes Mittel zur Verbesserung der Verhältnisse wurde die biegefesteste Zusammenfassung der Pfeilerreihen zu einer Rahmenkonstruktion angeordnet. Dies bedingte, um ganz verworrenen statischen Verhältnissen auszuweichen, die Anordnung von je einem Pfeilerpaar in ein und dem selben Querprofil. Anstatt also die vorderen Pfeiler gegenüber den hinteren zu versetzen, wurde die vorgesehene regelmässige Einteilung der hinteren Pfeilerreihe auch für die vordere angenommen. Damit wird die

¹⁾ «SBZ» Bd. 101, S. 48* (28. Jan. 1933). ²⁾ Bd. 101, S. 231 (20. Mai 1933).

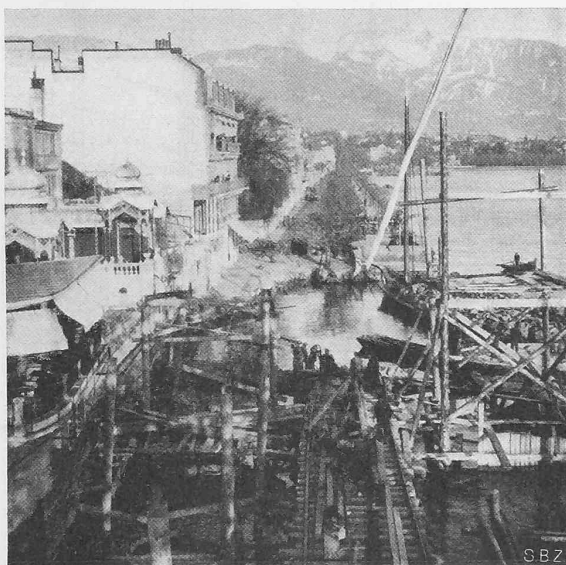


Abb. 8. Blick gegen Osten, Abrisstelle des Quai.

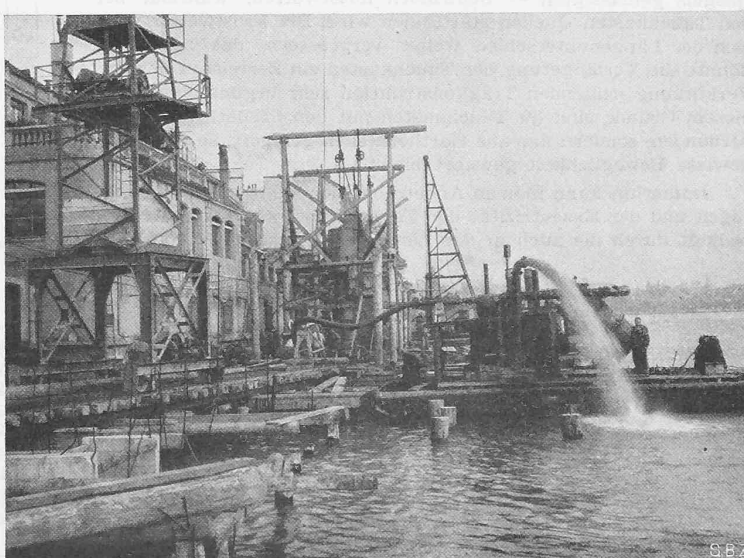


Abb. 6. Leeren der abgesenkten Caissons mit der Lauchenaerpumpe.

Belastung des Hanges etwas ungleichmässiger und die Sicherheit der Foundation gegen Gleiten eher ungünstiger. Doch erscheint dieser Nachteil in Anbetracht der anderen Vorteile der paarweisen Anordnung unbedeutend. Die steife Verbindung der Pfeiler, im Gegensatz zu freier Auflagerung der Träger, führte naturgemäss zum Ersatz der Eisenkonstruktion durch eine die biegezugfeste Verbindung besser gewährleistende Ausbildung aus Eisenbeton. Zudem stellte sich diese wesentlich billiger.

Aber auch so konnte die Konstruktion noch nicht befriedigen, indem das den oberen Rahmen des Riegels bildende Trägerpaar der geringen zulässigen Konstruktionshöhe wegen nicht die genügende Stärke erhalten konnte.

Nun durfte aber noch in Betracht gezogen werden, dass infolge des schiefen Auftreffens der Wellen die verschiedenen Rahmen dem Maximaldruck von rund 100 t wohl nacheinander ausgesetzt sein werden, aber nie alle gleichzeitig. Im Gegenteil dürfte wegen des stellenweise nach auswärts wirkenden Druckes der Gesamtdurchschnitt nur einen mässigen Bruchteil der Höchstbeanspruchung betragen. Die Fahrbahn von 20 m Breite ist als horizontaler Träger ohne weiteres genügend stark, um diesen Ausgleich zu gewährleisten. Dagegen setzt dieser voraus, dass die Gesamtlänge der mitwirkenden Konstruktion ein Mehrfaches des Abstandes von 15 bis 20 m zwischen Maximum und Minimum der Welleneinwirkungen beträgt. Ein Fugenabstand bis zu 25 m hinab, wie er im ursprünglichen Projekt vorgesehen war, ergäbe nicht nur keinen Ausgleich, sondern eher noch vergrösserte Beanspruchungen der den Fugen benachbarten Pfeiler. Sogar bei Anordnung einer einzigen Fuge, also bei Annahme zweier Teilstücke von etwa 65 m Länge, wird der Ausgleich noch nicht befriedigend. Deshalb wurde die Tragkonstruktion ohne Fugen, also aus einem Stück erstellt. Gewiss entstehen damit vergrösserte Temperatur- und Schwindspannungen, aber deren Einfluss wird im allgemeinen übertrieben. Immerhin wurde hier untersucht, ob die Pfeiler den Temperaturkräften dermassen Widerstand leisten könnten, dass schlimme Folgen zu befürchten wären. Zu diesem Zwecke wurde der Kopf des zuerst abgeteufte Innenpfeilers einer horizontalen Zugkraft unterworfen und seine Verschiebung gemessen. Bei 8,5 t Zugkraft ergab sich schon eine Verschiebung von 1,5 mm und eine Zunahme von 0,4 mm pro t. Angesichts der unter den Pfeilern herrschenden Unterschiede in Höhe und Foundationstiefe konnte dieses Resultat nicht ohne weiteres auf alle übertragen werden. Deshalb wurde auf Grund bekannter Gesetze die Beziehung zwischen den bei verschiedenen Pfeilerhöhen und Foundationstiefen auftretenden Kräften und Verschiebungen ermittelt, so dass es möglich wurde, den Verschiebungswiderstand jedes Pfeilers zu schätzen. Auf Grund dieser Untersuchungen wurde die grösste Temperaturkraft, die ungefähr in der Mitte auftritt, zu rund 300 t bei Annahme einer Gesamtverkürzung von 40 mm, entsprechend einer Temperaturenkung von 30° (Schwinden inbegriffen), ermittelt. Da der Gesamtquerschnitt des Tragwerkes 30 000 cm² beträgt, ergibt sich eine mittlere Temperaturspannung von nur 0,01 t/cm².

Zu bemerken ist noch, dass die Tauchkasten, die sich ständig im Wasser befinden, punkto Längenänderung ein ganz anderes Verhalten zeigen werden als die Tragkonstruktion. Letzgenannte ist dem — allerdings durch die Nähe des Wasserspiegels gemässigten — Schwinden unterworfen, während bei den Tauchkasten Quellen stattfinden wird. Bei Frostwetter wird sich der Längenunterschied weiter vergrössern, das heisst, es könnte die Verlängerung der Tauchkasten ein Zerreißen der zur Verkürzung neigenden Tragkonstruktion sehr begünstigen. Aus diesem Grunde sind die Tauchkasten mit den Pfeilern nicht fest verbunden, sondern nur auf Hartholzkeilen gelagert, so dass eine gewisse Beweglichkeit gewahrt bleibt.

Immerhin kann man in Anbetracht der zahlreichen Arbeitsfugen und der Exzentrizität der Temperaturkraft, hauptsächlich bedingt durch die auch in der Längsrichtung steife Verbindung

von Tragwerk und Pfeilern, nicht etwa mit dauernder Rissfreiheit der Anlage rechnen. Doch sind Risse gegenüber den Fugen als kleineres Uebel in Kauf zu nehmen, da der Zusammenhang dank der Armierungen gewahrt bleibt und der Asphaltbelag die Risse kaum in Erscheinung treten lässt.

Auch die Foundationstiefen wurden gestützt auf Untersuchungen von Prof. Dr. E. Meyer-Peter neu festgelegt. Unter Annahme einer zweifachen Sicherheit gegen Abgleiten konnten die Foundationstiefen gegenüber dem offiziellen Projekt durchschnittlich noch ermässigt werden, so dass trotz des Hinausschiebens der äusseren Pfeilerreihe hier noch etwelche Ersparnis möglich schien.

Durch diese Aenderungen des Projektes, die in Abb. 2 sowie in Abb. 5 von Band 101, S. 232 der «SBZ» zum Ausdruck kommen, erschien es möglich, den (gemäss den Versuchen) vergrösserten Horizontalbeanspruchungen gerecht zu werden, ohne die Kosten übermässig zu vermehren, indem den Mehrkosten für die Tauchkasten und die Ausdehnung des Tragwerkes auf die ganze Fläche die Minderkosten der Eisenbetonkonstruktion im Vergleich zur Eisenkonstruktion gegenüberstanden.

Die Ausführung der Foundationen war schon bis etwa zur Hälfte fortgeschritten, als der Abrutsch des alten Quaistückes ohne ursächlichen Zusammenhang mit den Bauarbeiten erfolgte, wobei nicht nur die Auffüllung abglitt, sondern auch eine bedeutende Masse des kiesigen Untergrundes (siehe Abb. 6 und 7 von Band 101, S. 232/33). Die Sachlage war für die anstossenden Häuser, die unterhöhlt waren und teilweise nur noch auf schwachen Pfählungen ruhten, höchst prekär. Diese Häuser wiesen schon vor dem Quaibau zahlreiche Risse auf, die sich aber jetzt vergrössert und vermehrt hatten. Nachdem die von der Stadt bestellten Experten abgelehnt hatten, bestimmte Vorschläge zur Sicherung der anstossenden Gebäude und Rekonstruktion der Quaianlage zu machen, betraute die Stadt die Berater der Unternehmung mit der Lösung des nun aufgetretenen Fragenkomplexes.

In erster Linie war für den Schutz der Gebäude zu sorgen, denn bei starkem Sturm war bestimmt mit weitgreifenden Unterwashingtonen zu rechnen. Dass eine Spundwand den besten Schutz bieten würde, war klar, doch waren weitere Schäden infolge Erschütterungen beim Einrammen zu befürchten. Es blieb aber nichts anderes übrig, als die Sache zu wagen, immerhin mit grösster Vorsicht und unter ständiger Beobachtung einzelner Gebäuderisse. Auch folgten dem Einrammen das Ausbetonieren und Injizieren des Raumes zwischen Spundwand und Gebäudefundament auf dem Fusse. So konnten ohne nennenswerte Vergrösserung der Risse und andere Schwierigkeiten die Sicherungsarbeiten durchgeführt werden. Da auch die Abschlussmauer des früher fertiggestellten Quai gefährdet erschien, wurde die

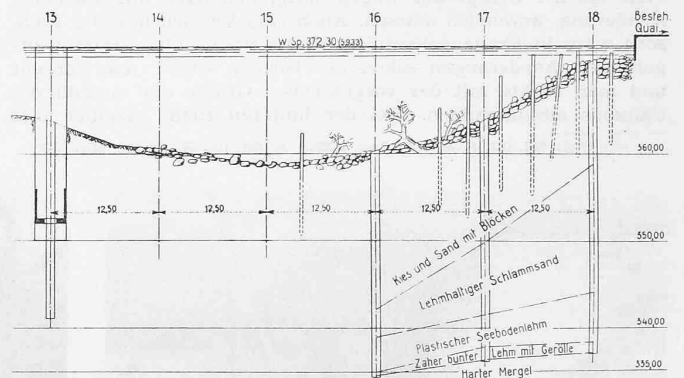


Abb. 3. Längenprofil durch die äussere (vordere) Pfeilerreihe (13 bis 18) mit den Ergebnissen der Sondierungen. — Masstab 1 : 800.

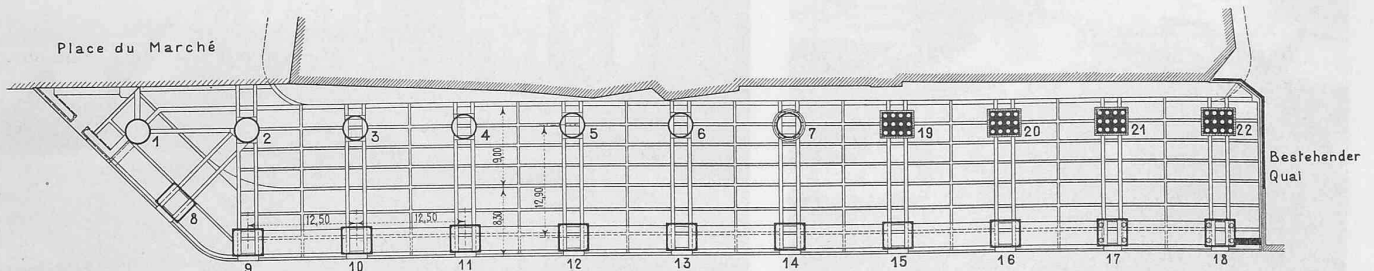


Abb. 1. Lageplan des neuen Quai Perdonnet in Vevey. — Masstab 1 : 800.

Pfeiler 1 bis 7 und 8 bis 16 normale Druckluftgründung (vergl. Abb. 2). — Pfeiler 17 und 18 Druckluftgründung kombiniert mit Rohrpfehlern, vergl. Abb. 9. — Pfeiler 19 bis 22 Holzpfählung, darüber Betonmassiv innerhalb Spundwand.

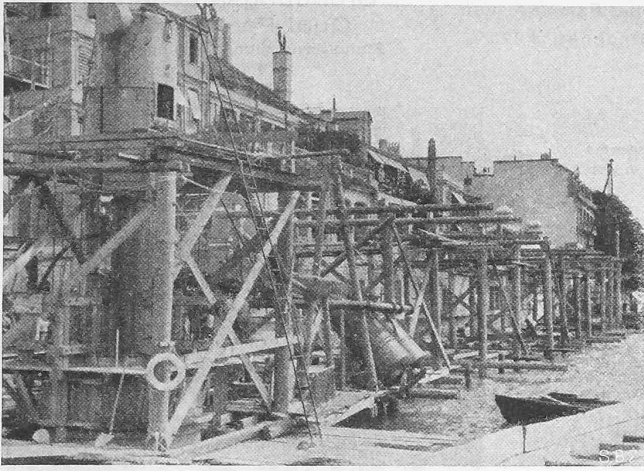


Abb. 5. Versenken der innern Caissons ab festem Gerüst.

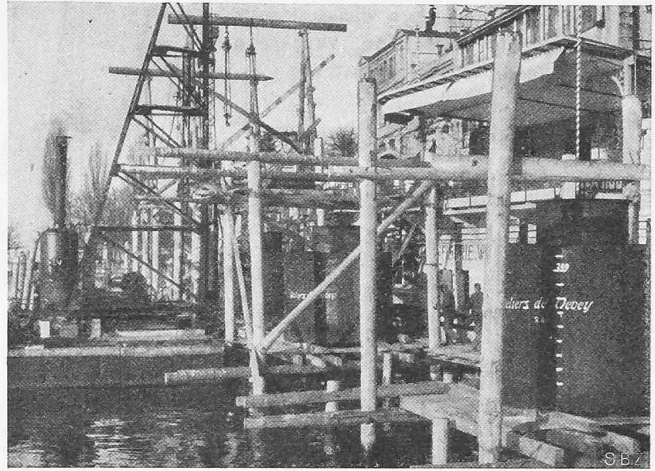


Abb. 4. Montage von Caissons der innern Reihe.

Spundwand längs derselben, also senkrecht zum Ufer, weitergeführt.

Angesichts der neuen Ufergestaltung erschien es nicht geraten, das Projekt ohne weiteres, d. h. lediglich unter Verlängerung der Pfeiler gemäss der tieferen Terrainlage, auch über die Abrutschstelle durchzuführen. Ein Grund zu Befürchtungen war auch die Vermutung, es könnten unter der Geschiebeschicht befindliche weichere Bodenarten die Rutschung begünstigen haben und weiter Anlass zu solchen geben. Demgemäss wurden tiefgehende Sondierungen angeordnet, die einen bedeutenden Umfang annahmen, da sich schon bei der ersten Bohrung die Befürchtung bestätigt hat und sich dann in den vorderen Reihen Ungleichheiten zeigten. Erschwert wurden die Sondierungen, wie übrigens auch das Versenken der Caissons und das Einrammen der Spundwände durch Blöcke, von altem Steinwurf herrührend, durch Bäume und alte Pfähle. Das Ergebnis der Sondierungen, die längs der vorderen und hinteren Pfeilerreihe erfolgten, ist für jene aus Abb. 3 ersichtlich. Es geht daraus hervor, dass noch bis zum drittletzten Pfeilerpaar (16/20) ein Kiespolster selbst unter einer tiefgeführten Foundation verbleibt, sodass die Drücke auf die weicheren Schichten gut verteilt werden, wobei der Gesamtdruck dank der Entlastung durch den Abrutsch natürlich wesentlich geringer ist als früher. Am Ende der Anlage dagegen, also beim Anschluss an den bestehenden Quai, steigen die weichen Schichten stark an, was eine gewisse Gleitgefahr in sich schliesst und hauptsächlich das Kiespolster in der vorderen Pfeilerreihe wesentlich schwächt. Daher erschien es geraten, die Foundation durch Pfählung nach einem besonders für diesen Fall ausgearbeiteten System bis auf den harten Grund, rd. 36 m unter Wasserspiegel, durchzuführen (vgl. Abb. 9).

Bei der hinteren Pfeilerreihe waren die Bedenken gegen die bisher geübte pneumatische Fundationsmethode anderer Natur.

Ein gewisses Nachrutschen des die Caissons umgebenden Bodens, insbesondere dort, wo dem raschen Absenken Hindernisse in Form von Blöcken und Hölzern entgegenstehen, ist nie zu vermeiden. Da nun hier besonders viel derartige Hindernisse zu erwarten waren, so wären die Gebäude neuerdings gefährdet worden, indem die Pfeiler mindestens so tief zu fundieren waren, wie die Spundwand reichte. Da überdies einzelne Spundbohlen der genannten Hindernisse wegen nur wenig tief gerammt werden konnten, so dass durch die derart entstandenen Lücken zum Schaden der Gebäude leicht Material hätte nachrutschen können, so musste in der pneumatischen Fundierung eine Gefährdung der Sicherungsarbeiten und damit der Gebäude erblickt werden.

Aus diesem Grunde entschloss man sich für die Pfeiler 19 bis 22 zu einer Holzpfählung in durch eiserne Spundwände umschlossenen Baugruben, die nach erfolgter Ausbaggerung ausbetoniert wurden. Natürlich wirkte sich die Pfählung während deren Verlauf für die Gebäude eher ungünstig aus, doch war die Vergrößerung der Risse unbedeutend. Es hat sich übrigens durch genaue Beobachtung gezeigt, dass sich die Risse unter dem Einfluss der Seespiegelschwankungen und der Aussen-temperaturen viel stärker bewegten als infolge der Rammarbeiten. Andererseits kann man erwarten, dass die durch die Pfählung erfolgte Bodenkompression die zukünftige Setzung der Gebäude vermindern wird.

II. Bauausführung

Von Dipl. Ing. KURT EGLI, Saignelégier

Im Anschluss an die allgemeine Beschreibung der Quai-bauten von Vevey sei hier auf einige Einzelheiten und besondere Bauverfahren verwiesen, die von der Unternehmung Losinger & Cie. bei dieser Arbeit erfolgreich entwickelt und angewandt wurden.

Insgesamt sind 18 Pfeiler pneumatisch fundiert worden (Abb 1). Die sieben innern, Nr. 1 bis 7, waren kreisrund. Ihr äusserer Durchmesser betrug 3 m. Die eisernen Caissons von 3 t Gewicht lieferten die «Ateliers de constructions mécaniques Vevey» fertig auf den Platz. Sie wurden von festen Gerüsten aus versenkt (Abb. 4 u. 5). Die Wassertiefe war so gering, dass die Schneide auf dem Boden aufstand, wenn, nach dem Betonieren einer 30 cm starken Platte auf die Caissondecke, mit der Montage der Gleitschalung begonnen wurde. Als Aufhängevorrichtung genügten deshalb drei gewöhnliche Flaschenzüge. Die Gleitschalung (Mac Donald) wurde meines Wissens in Vevey zum ersten Mal für pneumatische Fundationen verwendet. Die Aushubgeschwindigkeit im Caisson, in dem nur zwei Mann arbeiten konnten, war immer kleiner als der Betonierfortschritt, sodass der Beton (300 kg Spezialzement pro m³ Beton) stets ein Alter von mindestens drei Tagen hatte, ehe er ins Wasser kam und dem Wellenschlag ausgesetzt war.

Um die Bodenpressung des fertigen Bauwerks in dem gefährlichen Steilhang so klein wie möglich zu halten, wurden die Pfeiler als Hohlzylinder von bloss 16 cm Wandstärke ausgeführt. Für das Versenken waren sie daher bald zu leicht, betrug doch die Wandreibung über 1,5 t/m². Man füllte deshalb das Innere mit Sand, um das nötige Gewicht zu erhalten. Hatte die Schneide die vorgesehene Tiefe erreicht, so wurde der Ballast von einer selbstansaugenden, ventillosen Kiespumpe der Maschinenfabrik an der Sihl, Patent Lauchenaue³⁾, wieder her-

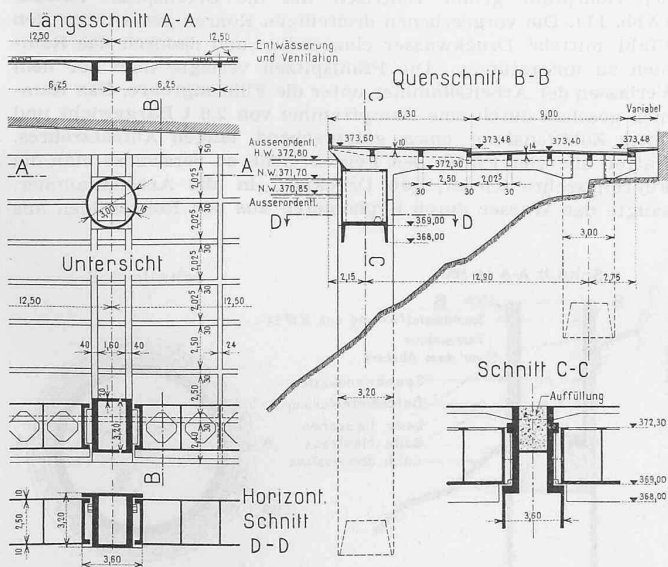


Abb. 2. Konstruktive Ausbildung des neuen Quai Perdonnet. Grundriss und Schnitte 1 : 400.

³⁾ «SBZ» Bd. 97, S. 146* (21. März 1931) und Bd. 99, S. 247 (7. Mai 1932).

1. Etappe: Absenken des Caissons durch die Steinzone. Versetzen der Eisenbetonpfahlspitzen

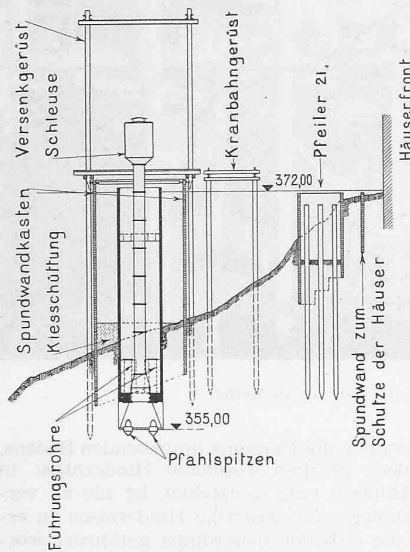
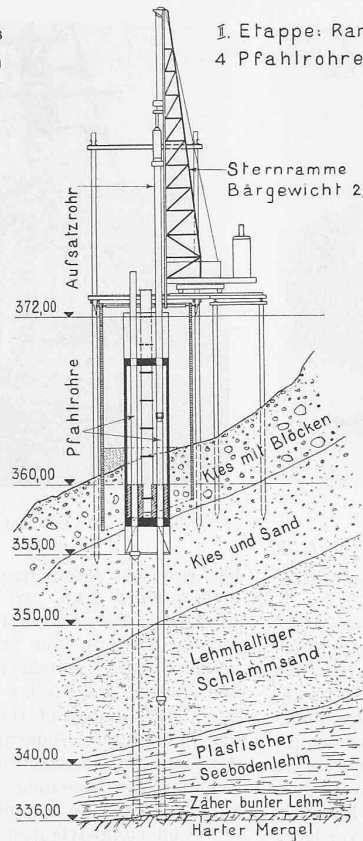


Abb. 9. Kombinierte Druckluft- und Rohrpfahlgründung, Pfeiler 17, Masstab 1:500.

1. Etappe: Rammen von 4 Pfahlrohren $\phi 470$ mm



Gründungsarbeiten für den Quai Perdonnet in Vevey
 Bauunternehmung: Losinger & Cie., Bern
 Bauführung: Ing. Kurt Egli

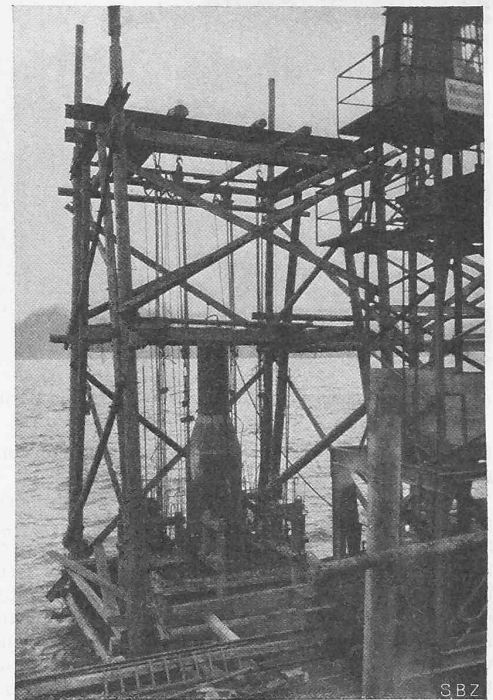


Abb. 7. Absenken eines Caissons der äussern Reihe.

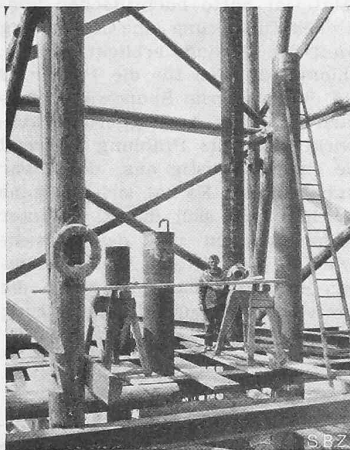
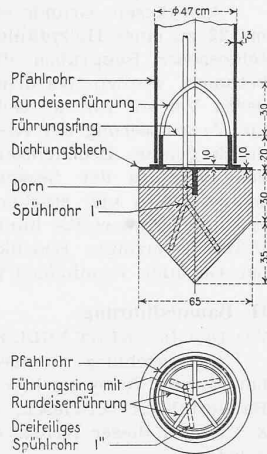


Abb. 10. Rohrpfähle im Pfeiler 17.
 Abb. 11 (rechts). Rohrpfahlspitze 1:40.



teiles (Abb. 8) zu stehen kamen, in der die weichen Schichten nur von einem geringen Kiespolster überlagert waren (siehe auch vorstehenden Abschnitt I), wandte man ein Pfählungssystem kombiniert mit pneumatischer Fundation an (Abb. 9). Im gewöhnlichen Druckluftverfahren durchfuhr man die oberste Schicht von rd. 6,5 m Mächtigkeit, wo man fürchten musste, Blockwurf und grosse Steine anzutreffen, die der Pfahlfundierung hinderlich waren. Der Caisson erhielt zur Ermöglichung der Pfählung neben dem Einsteigschacht vier eiserne Führungsrohre von 530 mm Durchmesser, die oben mit Deckeln verschlossen waren. Hatte die Schneide die vorgesehene Kote erreicht und der Taucher die Deckel der Führungsrohre weggenommen, so ramnte man durch sie eiserne Rohrpfähle von 470 mm Durchmesser und 13 mm Wandstärke bis auf den vorher durch Sondierungen festgelegten harten Untergrund (Abb. 10). Die Pfahlspitzen bestanden aus besonderen Betonschuhen, die oben einen eisernen Führungsring besaßen. Daran waren Rundeisen aufgeschweisst, die einen gegen aufwärts zugespitzten Korb bildeten und dadurch den Rohrpfahl genau zentrisch auf die Betonspitze leiteten (Abb. 11). Die vorgesehenen dreiteiligen Röhren gestatteten, den Pfahl mittelst Druckwasser einzuspülen und dadurch das Rammen zu unterstützen. Die Pfahlspitzen verlegte man vor dem Verlassen der Arbeitskammer unter die Führungsrohre. Das Rammen geschah durch eine Dampftramme von 2,6 t Bärge wicht und unter Zuhilfenahme eines entsprechend langen Aufsatzrohres. Hatten alle vier Pfähle den Fels erreicht, so verschloss man die Führungsrohre wieder, gab Druckluft in die Arbeitskammer, saugte das Wasser durch Syphonieren aus den Rohrpfählen aus

ausgesaugt (Abb. 6). Die Pumpe hat sich hierbei vorzüglich bewährt. Es genügte, den Pumpenschlauch einfach in den Pfeiler-schacht hineinzulegen. Taucherhilfe war nicht nötig. Der Sand wurde in Ausscheidekesseln wieder gewonnen.

Bei den elf äusseren Pfeilern, Nr. 8 bis 18, betrug die Wassertiefe bis maximal 14 m. Die Schüttung von Inseln bis nahe zum Wasserspiegel kam wegen der zu grossen Belastung des Steilhanges nicht in Frage. Dagegen wurden zum Schutze der zu versenkenden Pfeiler gegen Wellenschlag geschlossene, eiserne Spundwandkasten gerammt, in die man zur Ausebnung des Bodens Kies anschüttete. Die Spundbohlen wurden nach der Pfeilerversenkung mit dem Pajot-Hammer wieder ausgezogen. Die eisernen Caissons von $3,20 \times 3,60$ m Grundfläche und 4,5 t Gewicht, von den «Ateliers de constructions» fertig auf den Platz gebracht, hängte man mittelst vier Flaschenzügen an festen Versenkgerüsten auf (Abbildung 7). Das Aufbetonieren der 18 cm starken Wände geschah wiederum im Gleitschalverfahren. Zur Entlastung der Aufhängevorrichtung wurde, soweit nötig, Druckluft in die Arbeitskammer gepumpt.

Der Aushubfortschritt in 24 Stunden betrug im kiesigen Material höchstens 1,80 m oder bei $11,5$ m² Grundfläche rund 21 m³, im Blockwurf bei den innern Pfeilern dagegen, wo Steine zerkleinert und mitunter alte Pfähle abgeschnitten werden mussten, oft kaum 10 cm oder 0,7 m³ bei 7,1 m² Grundfläche.

Für die zwei letzten äusseren Pfeiler Nr. 17 und 18, die in diejenige Zone des am 22. März 1933 abgerutschten alten Quai-

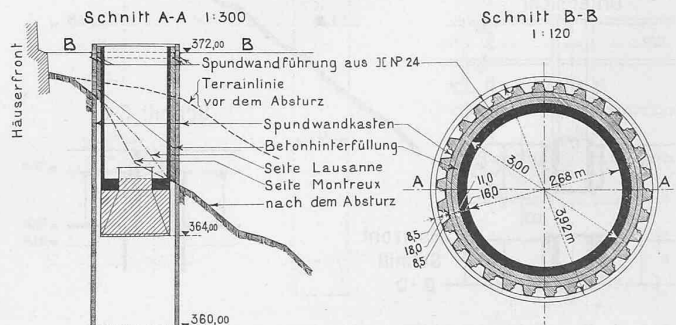


Abb. 12. Konsolidierung von Pfeiler 7.

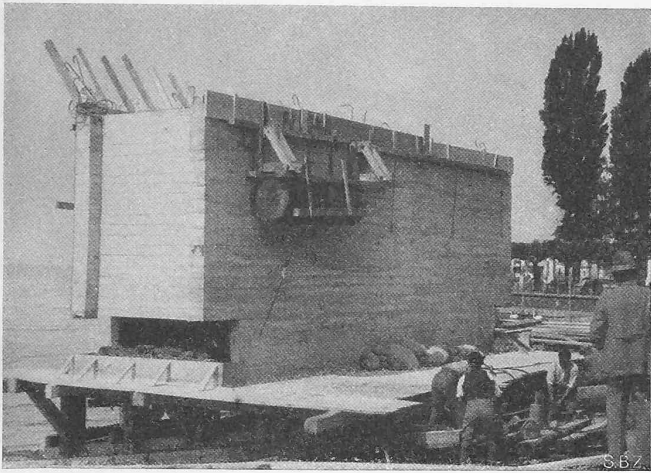


Abb. 13. Schwimmkasten (vergl. Abb. 2) auf der Helling.

und füllte dann diese und die Arbeitskammer mit Beton. Auf diese Weise wurden die beiden Pfeiler bis auf Kote 336, d. h. etwa 36 m unter Wasserspiegel fundiert.

Infolge des Absturzes des alten Quai hatte sich eine Abbruchzone gebildet, die sich bis über den bereits fertig gestellten innern Pfeiler Nr. 7 erstreckte. Der Pfeiler hat zwar keine Bewegung mitgemacht, doch war das Material um ihn herum zum Teil abgeglitten, so dass er im Mittel nur noch etwa 3,5 m, im Minimum bloss 2,5 m im Boden steckte, statt wie die andern 6 bis 7 m tief. Es schien daher angezeigt, diesen Pfeiler zu konsolidieren. Dies geschah durch Rammen einer geschlossenen Spundwand rings um den Pfeiler herum. Die Spundeisen «Rote Erde» Profil III wurden durch zwei kreisrund gebogene [-Eisen N. P. 24, die durch Holzkeile am Pfeiler gehalten wurden, geführt und konnten durchschnittlich bis 4 m unter die Caissonschneide gerammt werden. Der Raum zwischen Pfeiler und Spundwand, im Mittel 30 cm, wurde ausbetoniert (Abb. 12).

Die im ersten Abschnitt mehrmals erwähnten Tauchkasten wurden auf einer Helling neben dem Quaibauplatz erstellt (Abb. 13). Sie bestand aus vier je 1,94 m breiten, 15° geneigten Ablaufbahnen, die durch quergelegte, oben abgehobelte Schwellen gebildet wurden, die ihrerseits auf Längsträgern aus umgekehrten Eisenbahnschienen ruhten. Diese liegen teilweise auf dem natürlichen Ufer auf, teilweise mussten Pfähle gerammt und durch Taucher unter Wasser Gerüste erstellt werden, auf die sie sich abstützen konnten. Auf je zwei Ablaufbahnen (Abstand 6,40 m) ruhte ein Schlitten, dessen vier Kufen durch Leithölzer geführt wurden, die fest mit den Schwellen verschraubt waren. Die Schlitten wurden durch Drahtseile und Winden über dem Hochwasserstand festgehalten. Auf ihrem horizontalen Boden sind die Schwimmkasten betoniert worden. Nach deren Fertigstellung, Erhärtung und Wasserdichtigkeitsprobe verankerte man den Schlitten an Hanftauen, gab die Drahtseile vollständig frei und zerschnitt die Tauen, worauf der Schlitten ruhig ins Wasser glitt (Abb. 14). Hatte der Schwimmkasten genügend Tiefgang erreicht, so hob er sich vom Schlitten ab und

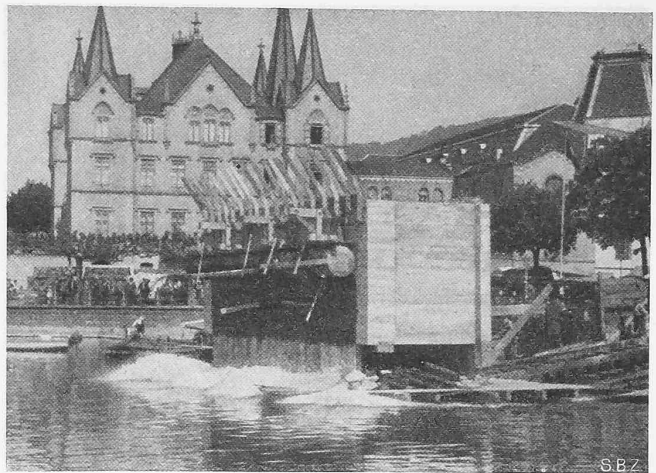


Abb. 14. Stapellauf eines Tauchwand-Schwimmkastens.

konnte mühelos an Ort und Stelle geschleppt werden. Den Schlitten beschwerte man vorher derart, dass er nach dem Abheben des Kastens nicht auftauchte und zog ihn mit den erwähnten Drahtseilen und Winden wieder in seine Ausgangslage.

Laufeigenschaften von Eisenbahnfahrzeugen

Von Dipl. Ing. ROMAN LIECHTY, Bern

Die Spurführung verschiedener Radreifenumrisse

In Ergänzung zu den in Bd. 107, Nr. 16, S. 178* erwähnten Versuchen an dem Motorwagen 785 der BLS und zu gleichartigen Versuchen an dreiachsigen Wagen der Bauart Klose & SLM, sowie zweiachsigen Fahrzeugen mit freien Lenkachsen und Lenkgestellen der Bauart Liechty, wurden mit den selben, von der Firma Alfred J. Amsler, Schaffhausen erstellten Messeinrichtungen¹⁾ Studien über die Spurführung verschiedener Radreifenumrisse durchgeführt. Die Schweiz. Bundesbahnen stellten dazu in entgegenkommender Weise einen Wagen mit freien Lenkachsen Typ M 8 und einen vierachsigen Personenwagen Typ C 4 9118 zur Verfügung, während der Technische Arbeitsdienst des Kantons Bern an der Ausarbeitung der Messungen teilnahm. Die Abb. 1 (S. 164) veranschaulicht den Einbau der Messorgane, während Abb. 2 die direkte Bestimmung der gegenseitigen Berührungspunkte zwischen Rad, Spurkranz und Schiene zeigt.

Um äussere Störungen zu vermeiden, wurden die Versuche auf bestimmten Streckenabschnitten mit den gleichen Fahrzeugen an aufeinanderfolgenden Tagen ausgeführt. Die erste Versuchsreihe mit dem Wagen M 8 stellte das SBB-Normalprofil in neuem und abgenütztem Zustand einem neuen Versuchsprofil des VMEV gegenüber. In der zweiten Reihe wurde das SBB-Normalprofil in einem Drehgestell von 2,6 m Radstand einem Umriss mit 1:40 geneigter Lauffläche, wie er für Schnelltriebwagen verwendet wird, gegenübergestellt. Ohne hier auf die längeren theoretischen Überlegungen für die Versuchsauswertung einzugehen, seien die Ergebnisse kurz gekennzeichnet.

Abb. 3 zeigt die Bogenwiderstände für die erste Versuchsreihe für eine Kurve von 456 m Radius mit alten und neuen Schienen. Die mit W_{total} bezeichneten Punkte stellen den Bogenwiderstand einzelner vorderer oder hinterer Achsen dar, wobei die zusammengehörenden Punkte durch Linien verbunden sind. $W_{schädlich}$ stellt den für den Spurkranz aus den Messungen errechneten Widerstandsanteil dar. Wie die Darstellung zeigt, hat der Grad der Geleiseabnutzung geringen Einfluss, dagegen die Gestaltung des Profils einen recht grossen. Auffallend ist das bedeutend bessere Lenkvermögen des Profils des VMEV²⁾ und dessen rund 40% kleinerer Bogenwiderstand. Wie zu erwarten war, zeigen die hintern Achsen dank ihrer fast radialen Lage kleine Widerstände. Sämtliche Werte W verlaufen annähernd linear

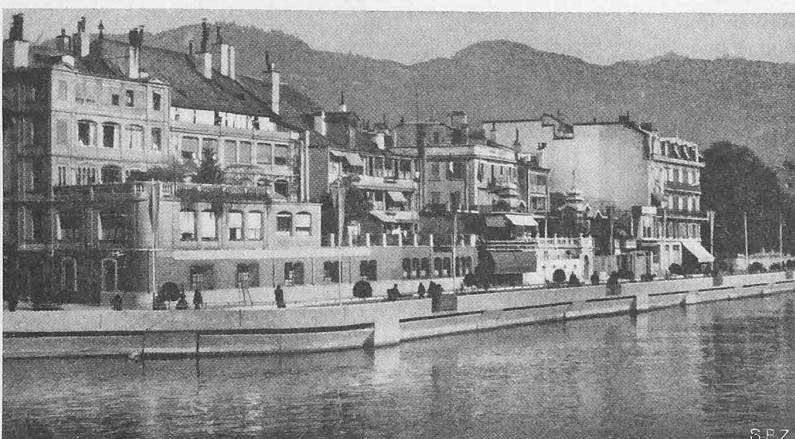


Abb. 15. Ansicht des fertigen Quai Perdonnet in Vevey, Genfersee.

¹⁾ S. Bd. 105, Nr. 25, S. 291* und Bd. 106, Nr. 2, S. 22*.

²⁾ VMEV: Theoretische Untersuchungen zur Entwicklung einer verbesserten Umrisslinie für Radreifen. «Organ f. d. Fortsch. d. Eisenbahnwesens» 1934. — Heumann: Zur Frage des Radreifenumrisses «Organ f. d. Fortsch. des Eisenbahnwesens» 1934.