



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Universitätsbibliothek Paderborn

Mittheilungen über pneumatische Fundirungen und Erfahrungsergebnisse über die dabei vorkommenden Reibungswiderstände

Schmoll von Eisenwerth, Adolph

Berlin, 1877

[Text]

[urn:nbn:de:hbz:466:1-52269](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-52269)

Einleitung.

Bei der Ausführung von pneumatischen Fundirungen zu Brückenpfeilern, Quaimauern u. s. w. ist es für den die Arbeiten direct leitenden Ingenieur interessant und auch von Wichtigkeit zu wissen, welchem Reibungswiderstande die zu versenkenden Röhren oder Caissons in den verschiedenen Terrainschichten und Tiefen unterworfen sind, um danach die zur Bewältigung dieser Reibung erforderliche Belastung, sei es durch Beton, Mauerwerk oder durch ein aus anderen Materialien bestehendes oder auf andere Weise provisorisch anzubringendes Gewicht, rechtzeitig herstellen lassen, und den aus dieser Ursache vorkommenden zeitraubenden und kostspieligen Unterbrechungen während der Versenkung nach Möglichkeit vorbeugen zu können.

Aber nicht allein für den ausführenden Ingenieur, sondern auch für den Projectanten sind die Daten bezüglich des in Rede stehenden Reibungswiderstandes von Nutzen. Sind z. B. in der Trace einer projectirten Flussübersetzung Sondirungen gemacht worden, aus welchen hervorgeht, dass bis zu einer grossen Tiefe des Flussbettes keine sogenannte tragfähige Terrainschicht (Tegel, Letten, Fels), sondern nur angeschwemmtes Material (Sand und Schotter) vorhanden ist, so lässt sich, wenn die Form des Pfeilers, dessen Eigengewicht und die ganze darauf entfallende stetige und zufällige Belastung bekannt sind, mit Berücksichtigung des entsprechenden Reibungswiderstandes leicht ermitteln, bis zu welcher Tiefe der Pfeiler unter der Flusssohle zu versenken ist, um die Belastung theilweise mit dem Reibungswiderstande am Umfange des Fundamentes auszugleichen, ohne ausschliesslich auf die Tragfähigkeit des Untergrundes zu reflectiren. Selbstredend darf in diesem speciellen Falle der obere Theil des Terrains,

welcher allfälligen Auskolkungen unterworfen ist, nicht in Rechnung gebracht, sondern muss von der Reibungsfläche, bezw. von der Versenkungstiefe abgezogen werden.

Die vorliegenden in grossem Massstabe ausgeführten Versuche, betreffend die bei pneumatischen Fundirungen vorkommenden Reibungswiderstände, dürften aber auch meines Erachtens dazu beitragen, ein neues Licht auf die Theorie des Erddruckes zu werfen, deren Ausarbeitung auf Grund des vorliegenden Materials ich einem Berufenen gern überlasse. In meiner Absicht liegt nur, die von mir seit 1863 gesammelten Versuchsergebnisse hierdurch bekannt zu geben, und den praktischen Nutzen, welcher sich bei auszuführenden analogen Fundirungen aus denselben ziehen lässt, hier in Kürze zu beleuchten.

Belastung der Objecte während ihrer Versenkung.

Ist während der Versenkung die Belastung eine zu geringe, so wird das zu versenkende Object (Rohr oder Caisson), trotzdem dasselbe untergraben ist und folglich mit seiner Schneide nicht aufsitzt, durch die seitliche Reibung seiner Aussenfläche mit der Terrainschicht schwebend gehalten und am Eindringen in den Boden verhindert; ja es kann der Fall eintreten, dass dasselbe infolge ungenügender Belastung durch den inneren Luftdruck wieder gehoben wird. Ist dagegen die Belastung viel grösser, als zur Ueberwindung der Reibung nothwendig ist, und übersteigt sie die Tragfähigkeit der Arbeitskammer, so können bei letzterer Deformation oder gar Brüche eintreten. Beide Fälle sind mir in meiner Praxis vorgekommen.

Bestehen die zu versenkenden Pfeiler bis unter den eisernen Oberbau einer Brücke aus gusseisernen Röhren, welche innen mit Beton ausgefüllt sind — wie dies

z. B. am Viaduct von Argenteuil, und am Viaduct von Orival bei Elbeuf, beide über die Seine, der Fall ist — so lässt sich die erforderliche Belastung im Inneren der Röhren leicht anbringen und nach Belieben reguliren, indem die gusseiserne Hülle, welche gleichzeitig einen Fangedamm bildet, während der Versenkung mit ihrer Oberkante ohnehin immer über dem Wasserspiegel gehalten werden muss, wogegen die Oberkante des im Inneren derselben brunnenförmig angebrachten Betonkörpers, welcher gleichzeitig Belastung bildet, je nach den Umständen über oder unter dem Wasserspiegel gehalten werden kann. (Siehe Fig. 4, Blatt 11.)

Auf ähnliche Weise lässt sich die Belastung durch Beton oder Mauerwerk nach Belieben reguliren, wenn es sich um die Versenkung von schmiedeisernen Caissons handelt, über deren Arbeitskammern Verkleidungsbleche (hausses) angebracht sind, welche bis über den jeweiligen Wasserspiegel emporragen.

Betrachtungen über pneumatische Fundirungen mit und ohne Verkleidungsbleche.

Die Verkleidungsbleche, auch Mantelbleche genannt, gewöhnlich 4^m stark und in Reihen von 1^m Höhe, nach innen mit horizontal laufenden Winkeleisen versteift, dienen nicht allein zum Schutze des Fundamentmauerwerkes gegen den Reibungswiderstand während der Versenkung, sondern auch als Fangedamm gegen das Wasser. Je nach der Güte ihrer Vernietung und Fugenverdichtung ermöglichen dieselben eine mehr oder minder trockene Ausführung des Mauerwerkes in freier Luft, bei einer Tiefe von mehreren Metern unter dem äusseren Wasserspiegel. (Siehe z. B. Fig. 1.) Anders dagegen verhält es sich bei sogenannten Brunnenfundirungen ohne Metallhülle, und bei Caissons ohne Anwendung der erwähnten Verkleidungsbleche, bezw. ohne Fangedamm. In diesem Falle und unter der Voraussetzung, dass man die Versenkung nicht auf dem Trockenen, sondern in einem offenen Gewässer auszuführen habe, muss das Mauerwerk, um die Herstellung desselben bewerkstelligen zu können, mit seiner Oberkante beständig über dem Wasserspiegel gehalten werden, und es kann daher von einer beliebigen Belastung im richtigen Verhältniss zur Reibung und zur Widerstandsfähigkeit des Caisson nicht die Rede sein. Bei der Versenkung von Caissons ohne Verkleidungsbleche sind an ersteren nicht allein Deformationen infolge übermässiger Belastung, sondern auch an dem darauf ruhenden Fundamentmauerwerk Risse und theilweise Hebung der oberen Schichten, wenn die Höhendifferenz zwischen letzteren und der Terrainsohle eine ungenügende war, infolge des Reibungswiderstandes eingetreten. Schon das Herablassen eines Caisson oder Brunnens ohne Schutzbleche bezw. ohne Fangedamm, von dem Gerüstboden bis auf die Stromsohle dürfte unter gewissen Stromverhältnissen, wie ich solche u. A. während genannter Operation am rechtsseitigen Portalpfeiler der Kehler Rheinbrücke 1859, dann am Strompfeiler No. IV

der Eisenbahnbrücke in Arles-sur-Rhône (1865) und am Strompfeiler No. I der Eisenbahnbrücke (für die k. k. priv. Staatsbahn-Gesellschaft) über die Donau zwischen Wien und Stadlau (1868) aus eigener Erfahrung kennen gelernt habe, auf nicht zu unterschätzende Schwierigkeiten stossen. Die Caissons des erstgenannten Pfeilers waren ohne, dagegen die der beiden letztgenannten Pfeiler mit Verkleidungsblechen versehen; die drei vorbenannten Pfeiler stehen im Thalweg der genannten Ströme. Die Caissons der beiden ersteren waren von festen, derjenige des letztgenannten dagegen war von einem schwimmenden Gerüste herabzulassen.

Da während der in Rede stehenden Arbeit der mittelst starker Ketten am oberen Gerüstboden hängende Caisson behufs seiner successiven Einsenkung in das Wasser mit Mauerwerk belastet werden muss, welches an Gewicht demjenigen des verdrängten Wasservolumens zu entsprechen hat, und die Herstellung dieses Mauerwerkes oder die Aufbringung einer anderen analogen Belastung auch bei der möglichst thunlichen Beschleunigung immerhin eine gewisse Zeit beansprucht, während welcher die Kolkungen unter dem Caisson ganz erschreckende Dimensionen annehmen — dieselben betrugen während des Herablassens des rechtsseitigen Portalpfeilers der Kehler Rheinbrücke 4^{m,30} und am Pfeiler IV der Eisenbahnbrücke über den Rhône in Arles nach Fig. 1, Blatt 11, 3^{m,75} — so liegt bei festen Gerüsten die Gefahr der gänzlichen Entkolkung der inneren Pilotenreihe sehr nahe. Partielle Setzungen der Gerüste treten in solchen Fällen gewöhnlich ein. Man darf dann auf die Tragfähigkeit der Gerüste, trotz der rechtzeitigen Anbringung von Steinwürfen um die entwurzelten Piloten, kein grosses Vertrauen setzen, d. i. man darf dieselben nicht zuviel belasten. Diese Vorsichtsmassregel lässt sich wohl dann beobachten, wenn auf dem betreffenden Caisson eiserne oder hölzerne Schutzwände (Fangedämme) angebracht sind, nicht aber ohne letztere und, wenn infolge dessen das Mauerwerk, in welchem man allerdings, behufs Gewichtsverminderung brunnenförmige, nachträglich auszumauernde oder mit Beton auszufüllende Aushöhlungen anbringen kann, mit seiner Oberkante absolut über dem jeweiligen Wasserspiegel gehalten werden muss.

Bei grossen Wassertiefen und felsiger Stromsohle, wo die Anwendung von schwimmenden Gerüsten geboten ist (wenn überhaupt Gerüste unentbehrlich sind), wäre das Herablassen von Caissons oder gemauerten Brunnen ohne Verkleidungsbleche bezw. ohne Fangedämme sicherlich auch mit mehr Gefahr verbunden als bei solchen mit Verkleidungsblechen, weil dem Pontongerüst unter gewissen und möglicherweise eintretenden Umständen zuviel zugemuthet werden könnte. —

Es muss hier noch hervorgehoben werden, dass an den aus gusseisernen Röhren bestehenden Pfeilern und an den mit Verkleidungsblechen versehenen Caissons, sobald sie von den Gerüsten herabgelassen und nachdem sie mit ihrer Basis je nach den Stromverhältnissen und der Beschaffenheit der Flusssohle um einige Meter im

Terrain versenkt sind und vertical stehen, die Führungsketten ganz entfernt werden können, wodurch bei genügender Belastung die weitere Versenkung rascher voranschreitet, und das Eindringen von aufgelockertem Erdmaterial in die Arbeitskammern auf ein Minimum beschränkt wird. Dagegen geht die Versenkung von Caissons ohne Verkleidungsbleche, d. i. bei solchen, wo die Oberkante des Belastungs- bzw. Fundamentmauerwerkes immer über dem äusseren Wasserspiegel gehalten wird, langsamer von Statten, weil die Arbeitskammer in gewissen Fällen des Mauerwerkes halber bis zu bedingter Versenkung an den Ketten befestigt bleiben muss, letztere aber dazu beitragen, dass die Senkung des Caisson mit der inneren Ausgrabung nicht immer gleichen Schritt hält, wodurch viel aufgelockertes Erdmaterial von aussen unter der Schneide der Arbeitskammer in die letztere eindringt, und ein weit grösseres als das wirklich durch den Pfeiler verdrängte Volumen an Aushub zu bewältigen ist. Das durch die vier Stropfpfeiler der Rheinbrücke zwischen Strassburg und Kehl (Stropfpfeiler, welche unter diesen Verhältnissen versenkt wurden) verdrängte — d. i. im Abtrag gemessene — Volumen betrug etwa 10458^{cbm} mit Sand vermischten Schotter, wogegen die zu Tage geförderte, d. i. in der Anschüttung gemessene und dem Unternehmer bezahlte Masse rund 16000^{cbm} ergab. Das Verhältniss zwischen dem verdrängten und dem zu Tage geförderten Volumen variierte an den vier Pfeilern zwischen 1:1,21 und 1:2,28 und war durchschnittlich wie 1:1,53 einschl. der Auflockerung.

Es liegt nicht in meiner Absicht, hier alle Vortheile, welche erfahrungsmässig für die Anwendung von Verkleidungsblechen sprechen, und alle Nachtheile, welche deren Weglassung nach sich zieht, näher zu erörtern; ich hoffe bei Gelegenheit einer späteren Besprechung hierauf zurückkommen zu können.

Reibungswiderstand und dessen Ermittlung bei pneumatischen Fundirungen.

Der Reibungswiderstand ist verschieden je nach der Beschaffenheit der zu durchdringenden Terrainschichten und des mit denselben in Contact kommenden Verkleidungsmaterials des zu versenkenden Objectes; auch die Form des letzteren ist hierbei von wesentlichem Einfluss. Bei gleichartiger Beschaffenheit des Terrains und unter gleichen Umständen ist, laut meinen Erfahrungen, der Reibungswiderstand bei Versenkung von gusseisernen Cylindern und quadratischen Caissons bedeutend geringer als bei Caissons mit länglicher Grundfläche.

Ich beschränke mich hier auf die Ermittlung des Reibungswiderstandes bei pneumatischen Versenkungen von gusseisernen Cylindern, und von schmiedeeisernen genieteten Caissons mit verticalen Umfangswänden und mit Verkleidungsblechen bis über den Wasserspiegel, in denjenigen Terrainschichten, welche hauptsächlich in der Seine, im Rhein und in der Donau vorkommen.

Zur Feststellung des Reibungswiderstandes sind während der Versuche und Beobachtungen folgende Bedingungen zu erfüllen:

1) muss der in Versenkung befindliche Gegenstand (Rohr oder Caisson) vertical stehen;

2) darf derselbe nicht mehr an den Führungsketten befestigt, sondern muss sich selbst überlassen, d. i. äusserlich vollkommen frei sein;

3) die Schneide muss an ihrem inneren Umfange auf mindestens 0^m,15 untergraben, und das Aushubmaterial aus der Arbeitskammer entfernt sein so zwar, dass das Object nicht unten aufsteht, sondern lediglich durch die Reibung an seiner äusseren Umfangsfläche und durch den inneren Luftdruck, welcher letzterer der verdrängten Wassersäule entspricht, schwebend gehalten wird;

4) das Totalgewicht des Objectes muss geringer sein als das zur Ueberwindung der Reibung erforderliche Gewicht plus demjenigen der verdrängten Wassersäule, widrigenfalls die Senkung auch eintritt, ohne dass Luft abgelassen wird, und ohne dass die Schneide untergraben ist, ja dass sich die letztere sogar in das Terrain eindrückt; es muss folglich der Versuch dann gemacht werden, wenn das Object nicht mehr durch sein eigenes Gewicht, und nicht ohne Verminderung des inneren Luftdruckes sinkt.

Wenn obige Bedingungen erfüllt und die Arbeiter aus der Luftschleuse herausgestiegen sind, nimmt der in unmittelbarer Nähe des Gegenstandes befindliche Beobachter genaue Notiz vom inneren Luftdruck nach Anzeige des auf der Luftschleuse angebrachten Manometers, lässt einen zuverlässigen Arbeiter auf die Luftschleuse steigen, um auf ein vereinbartes Zeichen, behufs Ablassens comprimierter Luft, das Sicherheitsventil zu öffnen und um, nachdem sich das Rohr oder Caisson in die sinkende Bewegung gesetzt hat, das Ventil wieder rasch zu schliessen. Sobald nun der zum Handhaben genannten Ventils bestimmte Arbeiter an seinem Posten ist, lässt der Beobachter vorerst die Gebläsemaschine abstellen, und dann kann das Sicherheitsventil auf der Schleuse geöffnet werden. Der Zeiger des Manometers geht dann gleichzeitig mit der Druckabnahme rückwärts, und sobald der innere Gegendruck infolge der ausströmenden Luft so weit vermindert worden ist, dass dessen nach aufwärts wirkendes Kraftmoment, einschl. der Reibungswiderstände an der Umfangsfläche des in der Erde steckenden Theiles des Objectes, um ein Geringes kleiner geworden ist als das nach abwärts wirkende Totalgewicht desselben, wird die Senkung des letzteren beginnen. In diesem Momente ist der restirende innere Druck auf dem Manometer genau abzulesen und das Ventil zu schliessen. Behufs Controle wäre es angezeigt, durch eine selbstthätige Vorrichtung, oder in Ermangelung einer solchen durch einen Caisson-Arbeiter, welcher sich sofort verschleust, beispielsweise mittelst eines Senkbleies constatiren zu lassen, wie hoch unterdessen das Grundwasser im Arbeitsraume gestiegen ist.

Je nachdem die Terrainschichten, in welchen die Versenkung vor sich geht, sandig oder lehmig sind, dringt während der Abnahme des Luftdruckes das Grundwasser schneller oder langsamer in den unteren Arbeitsraum ein. Besteht das angeschnittene Terrain aus Schotter und Sand, so hält der Wasserandrang in der Arbeitskammer so ziemlich gleichen Schritt mit der Abnahme des Luftdruckes, besonders bei geringen Versenkungstiefen und langsamer Luftablassung. Besteht die unterste Schicht dagegen aus Lehm oder Tegel, so ist es nicht selten, dass wenn die comprimerte Luft schnell und total abgelassen wird, das Wasser erst nach einer gewissen Zeit, oft erst nach Verlauf von mehreren Stunden, anfängt, in die Arbeitskammer einzudringen. Gleichzeitig mit dem Grundwasser wird auch Erdmaterial von aussen in die Kammer gedrängt.

Trotz der stattlichen Reihe von Röhren- und Caissonversenkungen, mit welchen ich mich seit etwa 18 Jahren unmittelbar zu befassen hatte, ist es mir doch verhältnismässig selten gelungen, die eben beschriebenen Versuche mit Erfolg machen zu können, und zwar einerseits aus dem Grunde, weil es die Umstände selten erlaubten, ein in Versenkung befindliches Object, welches allen oben aufgezählten Bedingungen vollkommen entspricht, zur Verfügung zu haben und andererseits aus Gründen, deren Darlegung nicht hierher gehört.

Wie sich die Reibungswiderstände bei Versenkungen von gemauerten Brunnen und Caissons ohne Schutzwände oder mit solchen aus Holz, zu denjenigen bei pneumatischen Fundirungen mit Verkleidungsblechen verhalten, konnte ich bisher aus eigenen Beobachtungen noch nicht ermitteln. Schon während der Versenkungsperiode der vier Strompfeiler der Rheinbrücke zwischen Strassburg und Kehl (vom 22. März bis 24. December 1859) wäre wol zu derartigen Versuchen Gelegenheit geboten gewesen, allein abgesehen davon, dass die damaligen Luftschleusen weder mit Sicherheitsventilen

noch mit Manometern versehen waren, und dass die Caissons bis zur vorgeschriebenen und auch erreichten Versenkungstiefe von 20^m unter dem niedrigsten Rhein-Wasserstande vom Jahre 1848 an den Führungsketten hängen bleiben mussten, so würden die Neuheit des pneumatischen Verfahrens mit Caissons und der Mangel an Erfahrungen auf diesem Gebiete, Umstände, welche dem in Diensten der französischen Ostbahn-Gesellschaft stehenden Baupersonal (dem während 6 Jahren anzugehören ich die Ehre hatte) zur Pflicht machten, mit aller Vorsicht zu Werke zu gehen, es damals nicht zugelassen haben, einen Caisson durch plötzliches Ablassen der comprimierten Luft ruckweise zu versenken. Ein solches Experiment wäre unter obigen Verhältnissen, wo nicht als gefährlich, doch mindestens als sehr bedenklich erschienen. In Ermangelung von speciellen Versuchen behufs Feststellung des Reibungswiderstandes habe ich in folgender Tabelle für jeden der vier Pfeiler dieser Brücke die während der Versenkung vorgekommen geringsten Belastungen pro Quadratmeter Reibungsfläche verzeichnet.

Es wird hier vorausgeschickt, dass die schmiedeeisernen Caissons der Rheinbrücke zwischen Strassburg und Kehl 3^m,40 äussere Wandhöhe haben, dass derjenige des Pfeilers I (Portalpfeiler der linken Stromseite) mit einer Schutzwand von Tannenholz bis zum oberen Fundamentabsatz, und diejenigen der Pfeiler II, III und IV mit nur 3^m hohen und etwa 3^{mm} dicken Verkleidungsblechen versehen sind, über welchen letzteren die rauh bearbeiteten Quaderverkleidungen des Beton-Fundamentmauerwerkes während der Versenkung direct mit der Erde (Schotter mit Sand vermischt) in reibender Berührung standen.

Die beiden Portalpfeiler I und IV haben Caissons von 7^m,00 Breite, 23^m,35 Länge und 163^{qm},45 Grundfläche; die Caissons der beiden Mittelpfeiler II und III haben 7^m,00 Breite, 17^m,50 Länge und 122^{qm},50 Grundfläche.

Rheinbrücke zwischen Strassburg und Kehl. Minimalbelastungen bei Versenkung der Strompfeiler.

Pfeiler-No.	Zeit der Beobachtung	Caisson-Tiefe			Stand des Mano- meters Ueber- druck in Atm.	Totalgewicht der Caissons samt Beton und Mauerwerk an diesem Tage	Auftrieb des ver- drängten Wassers	Belastung nach Abzug des Auftriebes	Rei- bungs- fläche des Pfeilers an seinem Umfange im Boden	Minimal- Be- lastung pro Quadrat- meter Rei- bungs- fläche im Boden k	Beschaffenheit des Terrains
		im Boden	unter (Pegel- Null) Nieder- wasser v. 1848	unter dem Wasser- spiegel							
K i l o g r a m m											
I	1859 28. Mai	18,37	20,06	22,18	2,10	6 075 059	3 444 554	2 630 505	1 121	2 347	Bis 6,00 unter 0 Schotter, dann eine Lage Faschinen mit Tegel, dann Schotter bis zu 20,06 unter Null.
II	15. November	18,12	20,05	22,10	2,20	4 690 400	2 512 770	2 177 630	889	2 451	Bis 14,50 unter 0 nur Schotter, von 14,50 bis 17,50 fester Schotter mit Tegel, von 17,50 bis 20,05 feiner Sand mit Schotter.
III	23. December	18,39	20,00	21,00	2,00	4 567 940	2 387 700	2 180 234	901	2 417	Bis 16,00 unter 0 nur Schotter, von 16,00 bis 20,00 nur feiner Sand.
IV	14. September	14,72	20,00	21,45	2,025	6 692 666	3 361 481	3 361 481	898	3 743	Bis 20,00 unter 0 gleichmässiger Schotter, nur in der linken stromabwärtigen Ecke feiner Sand.

Da die Versenkungen unter den oben verzeichneten Minimalbelastungen, deren jede an dem betreffenden Pfeiler nur einmal und zwar unmittelbar, bevor die Tiefe von 20^m unter Null des Pegels erreicht worden war, vorgekommen ist, noch vor sich gehen konnten, ohne dass man in den Caissons den Gegendruck der comprimierten Luft vermindert hatte, so ist wol anzunehmen, dass der Reibungswiderstand geringer war als diese Minimalbelastungen.

In den im September 1858 von Seiten der Bauleitung der französischen Ostbahn-Gesellschaft aufgestellten Berechnungen behufs Projectirung der Caissons zur Kehler Rheinbrücke hat man sich zur Bestimmung des zu bewältigenden Reibungswiderstandes folgender Formeln und Werthe bedient:

$$Q = \frac{p h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2};$$

darin bedeutet:

Q den normalen Erddruck pro lfd. Meter Länge am Umfang des Caisson.

p das Gewicht von 1 Cubikmeter Schotter und Sand = 1600 — 0,75 · 1000 = 850^k. *)

h die Tiefe des Caisson im Boden nach beendiger Versenkung = 18^m,00.

α den Ergänzungswinkel vom natürlichen Böschungswinkel = 45°.

$$\operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2} = 0,17.$$

Die durchgeführte Berechnung ergibt $Q = 23409^k$ als Normaldruck pro lfd. Meter am Umfang des Caisson. Der Reibungscoefficient wurde mit 0,40 angenommen, woraus sich dann die dem Eindringen des Caisson entgegenwirkende Reibung ergab mit

$$23409 \cdot 0,40 = 9363,60$$

Kilogramm pro Meter Umfangslänge des Caisson und 18^m,00 Tiefe in der Erde.

Aus dieser Berechnung ergab sich der Reibungswiderstand pro Quadratmeter Umfangsfläche des Pfeilers in der Erde mit nur $\frac{9364}{18} = 520^k$.

Aus directen Versuchen, welche ich später an anderen Caissons vorgenommen habe, ersah ich, dass der Reibungswiderstand in Wirklichkeit bedeutend grösser ist als der aus obiger Berechnung resultirende. Es ist daher auch erklärlich, warum die eisernen Caissons am Pfeiler I der Kehler Rheinbrücke, nachdem die Versenkung erst 3^m,59 in der Erde oder 5^m,30 unter dem Pegel-Null betrug, sich zu deformiren begannen und behufs weiterer Versenkung durch im Inneren angebrachte Sprengwerke von Eichenholz und Eisenbahnschienen, unter wesentlicher Gefahr und beträchtlichem Aufwand von Arbeitskräften und Kosten verstärkt werden mussten, wie dies aus Fig. 2 zu ersehen ist. An einigen Stellen, namentlich an den Ecken, Fig. 3, war die eiserne Umfangswand bis zu 0^m,20 durch den Erddruck nach ein-

*) Bei der Berechnung wurde also ein Gewichtsverlust des Erdreichs angenommen.

wärts gebogen worden, und waren mehrere verticale Vernietungen derart geöffnet, dass das Wasser und das Geschiebe in die Arbeitskammern eindringen.

Die Caissons der drei anderen Pfeiler entgingen demselben Schicksal nur dadurch, dass die Schneiden derselben beträchtlich verstärkt wurden und dass man, sobald sie von den Gerüsten herabgelassen waren und auf der Flusssohle standen, die Wände und Decken durch im Inneren der Arbeitskammern angebrachte Gewölbbchen aus Ziegelmauerwerk in Cementmörtel versteifte. Dieses Mauerwerk wurde in comprimierter Luft ausgeführt.

Abgesehen davon, dass obige Formel für den vorliegenden Fall nicht anwendbar ist, so ist aber auch der in dieselbe eingesetzte Werth für p viel zu gering angenommen; auch dürfte meines Dafürhaltens die Annahme einer Gewichtsverminderung des Erdmaterials unter Wasser eine unrichtige sein.

Gewichtsermittlungen einiger in der Donau bei Wien vorkommenden Erdmaterialien.

Die durch die Bauunternehmung Gebr. Klein, Ad. Schmoll & E. Gaertner während des Monats April 1875 in Wien ausgeführten Versuche, betreffend das Gewicht einiger Erdmaterialien, haben folgende Resultate ergeben:

1 ^{cbm} Welsand, erdfeucht, aus über dem Grundwasser gelegenen Terrain gewonnen, in der Anschüttung gemessen	1 ^k ,085 bis 1 ^k ,200	1085 bis 1200 kg
1 ^{cbm} Welsand über Feuer getrocknet	1 ^k ,300 - 1 ^k ,376	1300 - 1376 "
1 ^{cbm} - mit Wasser gesättigt	1 ^k ,750 - 1 ^k ,820	1750 - 1820 "
1 ^{cbm} Schlamm - - - - -	1 ^k ,645 - 1 ^k ,731	1645 - 1731 "
1 ^{cbm} - über Feuer getrocknet	1 ^k ,150	1150 kg
1 ^{cbm} Schlammbrühe, erdfeucht, aus über dem Grundwasser gelegenen Terrain gewonnen, aber häufig über-schwemmt gewesen	1 ^k ,815	1815 "
1 ^{cbm} Schotter mit Sand, gebaggert, noch nass	1 ^k ,875	1875 "
1 ^{cbm} Schotter mit Sand, vollständig mit Wasser gesättigt	2 ^k ,190	2190 "
1 ^{cbm} Schotter mit Sand, erdfeucht, über dem Grundwasserterrain ge-wonnen	1 ^k ,830	1830 "

Versuche des Verfassers über Reibungs-coefficienten.

Reibungscoefficienten, welche auf diejenigen Materialien und Berührungsflächen, wie solche bei pneumatischen Versenkungen hauptsächlich vorkommen, Anwendung finden, waren mir früher nicht bekannt, und habe ich, um diese Lücke auszufüllen, die in nachfolgender Tabelle verzeichneten Coefficienten durch directe, im Monat März 1876 in Wien angestellte Versuche mittelst Dynamometer bestimmt.

Bezeichnung der Materialien	Reibungskoeffizienten				Bemerkungen
	der Ruhe	der Bewegung	der Ruhe	der Bewegung	
	für trockene Materialien		für nasse Materialien		
Eisenblech (ohne Niete) auf Schotter mit Sand	0,4015	0,4583	0,3348	0,4409	Jedes einzelne Resultat ist das mittlere Ergebniss aus mindestens 10 Versuchen. Zwischen je 2 Versuchen war eine Pause von 8 bis 10 Minuten. Sämmtliche Materialien waren vorn schiffenförmig abgerundet und wurden ihrer Länge nach horizontal über das Schotter- bzw. Sandbett gezogen; letzteres war gut geebnet und so fest gelagert, als es sich in seinem natürlichen (gewachsenen) Zustande befinden dürfte. Das mit Nietköpfen versehene Eisenblech hatte deren 25 Stück auf einer Fläche von $0,77 \cdot 0,51 = 0^m,393$; die Nietköpfe waren halbrand, geschellt und hatten 20 ^{mm} Durchmesser.
Eisenblech (mit Nieten) auf - - -	0,3965	0,4911	0,4677	0,5481	
Gusseisen (ungehobelt) auf - - -	0,3677	0,4668	0,3646	0,4963	
Granit (rauh bearbeiteter) auf - - -	0,4266	0,5368	0,4104	0,4800	
Tannenholz (geschnittenes) auf - - -	0,4088	0,5109	0,4106	0,4985	
Eisenblech (ohne Niete) auf Welsand . . .	0,5361	0,6313	0,3655	0,3247	
Eisenblech (mit Nieten) auf - . . .	0,7269	0,8391	0,5156	0,4977	
Gusseisen (ungehobelt) auf - . . .	0,5636	0,6063	0,4744	0,3796	
Granit (rauh bearbeiteter) auf - . . .	0,6473	0,7000	0,4728	0,5291	
Tannenholz (geschnittenes) auf - . . .	0,6633	0,7340	0,5787	0,4793	

Im Gegensatz zu den vom General Morin gemachten umfassenden und auf andere Materialien sich beziehenden Versuchen, geht aus den obigen hervor, dass für die hier in Rede stehenden rauen Materialien der Reibungswiderstand der Ruhe, sowol bei trockenen als bei nassen Berührungsflächen, auf Schotter (Geschiebe) mit Sand vermengt durchgehends erheblich geringer ist als derjenige der Bewegung.

Dasselbe ist der Fall für die der Beobachtung unterzogenen Materialien mit trockenen Berührungsflächen auf trockenem Welsand.

Da es sich, wie erwähnt, um Materialien mit rauen Berührungsflächen handelt, so lässt sich die eben hervorgehobene Thatsache durch die Annahme erklären, dass während der Bewegung die kleinen Vertiefungen und Unebenheiten der Blech-, Guss-, Holz- und Steinflächen sich mit trockenem Sand ausfüllen und letzterer mit fortgezogen wird, so dass es beinahe darauf hinausläuft, als wären zwei trockene Sandflächen mit einander in reibender Berührung.

Dagegen tritt bei nassen Berührungsflächen genannter Materialien, mit Ausnahme des Granits, auf nassem Welsand das Gegentheil der hervorgehobenen Thatsache ein, d. i. die Reibung der Bewegung ist in diesem Falle geringer als diejenige der Ruhe.

Wahrscheinlich bildet hier der mit Wasser gesättigte Sand eine festere Unterlage für die darüber gleitenden nassen Körper, und es werden dann die Unebenheiten und kleinen Vertiefungen der letzteren sich nicht so leicht mit Sand ausfüllen als im trockenen Zustande der Berührungsflächen.

Bei Berechnung des Erddruckes am Umfange eines pneumatischen Fundamentes ist der Reibungskoeffizient der Ruhe entsprechend dem nassen Erdmaterial und

dem mit letzterem in Berührung befindlichen Verkleidungsmaterial des betreffenden Fundamentes anzunehmen, und kann derselbe aus obiger Tabelle entnommen werden.

Berechnung des Reibungswiderstandes bei pneumatischen Fundirungen.

1. Beispiel.

Versuch, ausgeführt am 2. Juni 1863 um 10 Uhr früh an der stromaufwärtigen Säule des Pfeilers V am Eisenbahn-Viaduct über die Seine zu Orival bei Elbeuf in der Normandie.

Sobald die in einer mächtigen und ziemlich gleichmässigen Schotterschicht stehende, in Fig. 4 dargestellte gusseiserne Säule, welche sich seit 32 Stunden nicht mehr bewegt hatte, allen zu einem derartigen Versuche erforderlichen Bedingungen vollkommen entsprach und um etwa $0^m,75$ unterminirt war, liess ich die Arbeiter aussteigen und das Sicherheitsventil auf der Luftschleuse behufs Luftablassung öffnen. Als der innere Luftdruck von 1,20 Atm. Ueberdruck bis auf 1 Atm. gefallen war, setzte sich die Säule in die sinkende Bewegung, ging in einem Ruck um $0^m,33$ vertical abwärts und wäre noch tiefer gegangen, wenn ich nicht sofort bei Beginn der Bewegung der weiteren Luftausströmung durch schnelles Schliessen des Sicherheitsventils Einhalt gethan hätte. Das Grundwasser war bis zum Moment der Senkung um $0^m,87$ Höhe in den unteren Ring eingedrungen.

Einige Minuten nach diesem ersten Versuche machte ich an derselben Säule einen zweiten und dritten, wobei dieselbe um $0^m,33$ bzw. $0^m,32$, also in drei unmittelbar auf einander folgenden Rucken im Ganzen um $0^m,98$ sank.

Berechnen wir beispielsweise den aus dem ersten Versuch resultirenden Reibungswiderstand.

Die Säule war aus folgenden Theilen zusammengesetzt:

1 unterer Ring von 1 ^m ,00 Höhe im Gewichte von	5840 ^k
Gusseisentheile der Crinoline sammt Bolzen .	2166 ^k
12 Fundamente von je 1 ^m ,00 Höhe zu 3 ^k ,900	46800 ^k
Gusseiserne Unterlagplatte der Luftschleuse .	1366 ^k
520 Verbindungsschrauben der Ringe unter sich	874 ^k
Schmiedeeiserne Luftschleuse sammt Zubehör	6450 ^k
Holzverkleidung des Steigeschachtes 6 ^m ,65 zu 100	665 ^k
Beton einschl. Crinoline-Mauerwerk 67 ^{cm} ,752	
zu 2 ^k ,93	158060 ^k
Totalgewicht der Säule am 2. Juni 1863	222231 ^k

Hiervon abziehen:

Auftrieb des verdrängten Wassers bezw. Gewichtsverlust des unter dem äusseren Wasserspiegel stehenden Theiles der Säule in dem Momente, als der Reibungswiderstand überwunden war und die Senkung begann:

$$[(10,20 \cdot 10,1788) + (1,00 \cdot 10,3491) - (0,87 \cdot 9,7868)] \cdot 1000 = 105659^k$$

folglich waren zur Ueberwindung der Reibung

erforderlich 116572^k

oder für einen verticalen Streifen Umfangsfläche der Säule in der Erde von 1^m,00 Breite und 7^m,75 Höhe

$$\frac{116572}{11,31} = 10307^k,$$

oder pro Quadratmeter Reibungsfläche der Säule

$$\frac{116572}{87,65} = 1330^k.$$

Dasselbe Resultat wird erzielt, wenn man den bei Beginn der Senkung in der Säule restirenden Luftdruck pro Quadratcentimeter mit der horizontalen Querschnittsfläche der als voll betrachteten Säule multiplicirt und zuzüglich des Gewichtes des durch die unter dem inneren Wasserspiegel eintauchende Wandung des unteren Ringes verdrängten Grundwassers, von dem oben berechneten Totalgewicht der Säule abzieht, also:

$$222231 - [(10,1788 \cdot 1,033) + (0,87 \cdot 11,247 \cdot 0,05 \cdot 1000)] = 116584^k.$$

Die Differenz zwischen beiden Resultaten ist zu gering (sie beträgt nur 0,00103 pCt.), um uns auf das Aufsuchen der Ursache derselben einzulassen.

Zu erwähnen ist noch, dass die einzelnen aus einem Stück bestehenden und auf der Baustelle an ihren Flanschen abgedrehten und mit gebohrten Bolzenlöchern versehenen Ringe der Säule vor der Montirung mit einem zweifachen Menniganstrich allseitig überzogen worden waren. Es ist jedoch anzunehmen, dass dieser zum grossen Theil gewiss nutzlose Anstrich infolge der Reibung während der Versenkung nicht intact geblieben ist.

2. Beispiel.

Versuch, ausgeführt am 5. November 1868 um 12 Uhr Mittags an dem vorderen Caisson des rechteitigen Widerlagers der Eisenbahnbrücke über die

Donau zwischen Wien und Stadlau (k. k. Staatsbahn-Gesellschaft).

Der in Fig. 5 dargestellte Caisson befand sich in einer nur durch den Leinpfad vom Ufergrate der Donau getrennten und vor Installirung der pneumatischen Versenkung bis auf 0^m,53 über dem Nullwasserstand im Trockenen ausgehobenen Baugrube.

Das Terrain bestand aus verschiedenen mit mehr oder weniger Sand vermischten Schotterschichten.

Der Caisson ist von länglich-viereckiger Grundform mit senkrechten Umfassungswänden; die vier Ecken sind im horizontalen Sinne nach dem Radius von 0^m,25 abgerundet.

Nachdem der frei und vertical stehende Caisson um etwa 0^m,15 untergraben war, und die Arbeiter sich aus der comprimirtten Luft entfernt hatten, liess ich durch das Oeffnen eines der auf beiden Luftschleusen befindlichen Sicherheitsventile langsam Luft ausströmen. Als der innere Luftdruck von 0,50 Atm. Ueberdruck bis auf 0,05 Atm. gefallen war, sank der Caisson mit einem Ruck um 0^m,17. Das Grundwasser hatte bis zum Beginn der sinkenden Bewegung den unteren Arbeitsraum ganz und die beiden Schachte auf je 2^m,19 Höhe über der Caissondecke angefüllt, war also im Ganzen um 4^m,39 hoch über die Schneide des Caisson gestiegen.

Es betrug das Gewicht

des Caisson selbst	23700 ^k
der beiden Schachtrohre	2930 ^k
der beiden Luftschleusen	7000 ^k
der 5 Reihen Verkleidungsbleche	7880 ^k
des Strebemauerwerkes im Arbeitsraum	

$$= 30,18 \cdot 2225 = 67150^k$$

des Beton auf der Caissondecke = 27,71 · 2250 = 62348^k

des Mauerwerkes = 274,54 · 2225 = . . . 610852^k

Totalgewicht des Pfeilers 781860^k

Hiervon gehen ab:

Auftrieb des verdrängten Wassers, bezw. Gewichtsverlust des unter dem Wasserspiegel der Donau, welcher in der Baugrube auf derselben Höhe stand, befindlichen Theiles

$$= 63,40 \cdot 4,91 \cdot 1000 = 311294^k$$

minus dem Gewichte des eingedrungenen Grundwassers

$$[(63,40 \cdot 2,20 - 30,18) + (2,0,866 \cdot 2,19)] \cdot 1000 = 113093^k$$

bleibt Gewicht des verdrängten Wassers 198201^k

Zur Ueberwindung der Reibung waren er-

forderlich 583659^k

oder für einen verticalen Streifen von 1^m,00 Breite und 5^m,53 Höhe am Umfange des Pfeilers

$$\frac{583659}{36,77} = 15873^k,24,$$

oder für jeden Quadratmeter Reibungsfläche am Umfange des Pfeilers in der Erde

$$\frac{583659}{203,34} = 2870^k,86.$$

Auch hier wird bei genauer Berechnung dasselbe Resultat erzielt, wenn man den im Moment der Senkung constatirten inneren Luftdruck, welcher wie der Kolben einer hydraulischen Presse direct auf der Oberfläche des bis in die Förderschicht eingedrungenen Grundwassers lastet, und somit auch durch das letztere nach allen Seiten sich geltend machenden Druckes auf die ganze Deckenfläche des Caisson nach aufwärts zurückwirkt, mit der Grundfläche des Caisson in Quadratcentimeter multiplicirt und plus dem Gewichtsverluste des unter dem inneren Grundwasserspiegel eingetauchten Theiles des Pfeilers von dem berechneten Totalgewicht des letzteren in Abzug bringt:

$$781860 - [(634000 \cdot 0,05 \cdot 1033) + (63,40 \cdot 4,39 \cdot 1000 - 113093)] = 583881^k.$$

Die Differenz zwischen diesem und dem vorhergehenden Resultate beträgt nur 222^k oder 0,00038 pCt., und da dieselbe auf das Endresultat keinen nennenswerthen Einfluss auszuüben im Stande ist, so können wir beruhigt darüber hinweggehen.

Wie bereits erwähnt worden ist, kann es vorkommen, dass wenn sich ein Caisson in einer Tegelschicht befindet, dann trotz der inneren Druckverminderung durch theilweises oder auch durch gänzlich ablassen der comprimirtten Luft das Grundwasser nicht in die untere Arbeitskammer eindringt. Dies war unter anderen der Fall bei den Versuchen, welche ich während der Versenkung des Pfeilers No. I (Haupt-Strompfeiler) der Wien-Stadlauer Donaubrücke am 31. December 1868 sowie am 2. und 4. Januar 1869 anstellte.

Dringt bei eingetretener Senkung des Caisson, infolge theilweiser Verminderung des inneren Luftdruckes das Grundwasser nicht in den unteren Arbeitsraum ein, so ist behufs Berechnung des Reibungswiderstandes der Auftrieb auf zweierlei Weise zu ermitteln und zwar vorerst dadurch, dass man den restirenden inneren Luftdruck, in Kilogramm pro Quadratcentimeter, mit der Grundfläche des Caisson (vorausgesetzt, dessen Umfassungswand sei nicht geböschet), ebenfalls in Quadratcentimeter, multiplicirt; dann zweitens dadurch, dass man annimmt, die Säule des durch das in Versenkung stehende Object verdrängten Wassers habe nur die der Niveaudifferenz zwischen der Oberfläche der als wasserdicht betrachteten Tegelschicht und dem äusseren Wasserspiegel entsprechende Höhe; denn wenn das Wasser nicht unter die Oberfläche der genannten Erdschicht dringen kann, so kann auch in der Tiefe dieser Erdschicht von einem Displacement des Wassers füglich nicht die Rede sein. Von den beiden derart berechneten Resultaten ist das grössere als dem wirklichen Auftrieb bzw. als das dem Gewichtsverluste des eingetauchten Theiles des Objectes entsprechende anzusehen und vom Totalgewichte des letzteren abzuziehen; der Rest bezieht den Reibungswiderstand.

3. Beispiel.

Mit Bezug auf das oben Gesagte berechnen wir beispielsweise hier den Reibungswiderstand, welcher

sich aus dem am 4. Januar 1869 um 12 Uhr Mittags am Strompfeiler No. I (zunächst dem rechtsseitigen Donauufer) der Stadlauer Donaubrücke vorgenommenen Versuche ableiten lässt:

Das Gewicht der Eisenbestandtheile des Caisson sammt den darauf montirten Verkleidungsblechen, Schachtröhren und Luftschleusen betrug 56082^k

Das Gewicht des Beton und des Mauerwerkes auf der Caissondecke einschl. der Strebenmauerung in der Arbeitskammer war 1270050^k

Totalgewicht des Fundamentes am 4. Januar 1869 1326132^k

Als nun nach Oeffnung der Sicherheitsventile auf beiden Luftschleusen der innere Luftdruck von 1 Atm. bis auf 0,85 Atm. gefallen war, fing der Caisson an, sich zu senken und sank infolge weiterer Luftausströmung nach und nach im Verlauf von etwa einer Minute um 0^m,47 Tiefe. Das Grundwasser war in den Caisson, welcher sich schon vor der in Rede stehenden Senkung in einer festen und nur mittelst Hacken lösbaren Tegelschicht von 1^m,14 Dicke befand, nicht eingedrungen. Diese Tegelschicht, deren Mächtigkeit eine sehr bedeutende zu sein scheint, lag mit ihrer Oberfläche bei 8^m,21 unter dem Nullwasser bzw. 8^m,34 unter dem an genanntem Tage constatirten Wasserspiegel, welcher letzterer 0^m,13 über dem alten Null-Pegel stand.

Das Gewicht der durch den Pfeiler verdrängten Wassermasse, deren verticale Höhe zwischen Wasserspiegel und Tegelschicht hier mit 8^m,34 angenommen wird, war = 72,38 . 8,34 . 1000 = 603649^k, wogegen der Auftrieb der im Caisson restirenden comprimirtten Luft im Moment der Senkung

$$723800 \cdot 0,85 \cdot 1,033 = 635532^k$$

betrug. Dieses letztere Resultat ist, als das grössere von den beiden eben ermittelten, vom Totalgewichte des Objectes abzuziehen. Der Reibungswiderstand am Umfange des Fundamentes auf eine mittlere Tiefe*) von 5^m,72 in der Erde betrug somit

$$1326132 - 635532 = 690600^k.$$

Dringt auch bei gänzlicher Ablassung der comprimirtten Luft aus dem Caisson das Grundwasser nicht in den Arbeitsraum des letzteren ein, so ist das Gewicht der durch das Pfeilerfundament verdrängten Wassermasse, und zwar nur auf die der Niveaudifferenz zwischen dem Wasserspiegel und der wasserdichten Erdschicht entsprechenden Höhe vom Totalgewichte des in Versenkung stehenden Pfeilers in Abzug zu bringen; der Rest ist als Reibungswiderstand zu betrachten. Unter der Voraussetzung, dass die obigen Zahlenbeispiele

*) Die Terrainoberfläche (Stromsohle) war am Umfange dieses Pfeilers sehr uneben und wechselte mit jedem Tag; am 4. Januar 1869 lag beispielsweise der höchste Punkt des Terrains um den Caisson bei 2^m,05 und der tiefste bei 4^m,92 unter dem Nullwasser. Bei jedem Versuche erneuerte ich meine Sondirungsprofile.

den Vorgang, welchen ich bei den Versuchen und bei Berechnung der Reibungswiderstände befolgt habe, zur Genüge verdeutlicht haben, erlaube ich mir nun zur

Vorführung der tabellarischen Zusammenstellungen der bis jetzt in meinem Wirkungskreise zu Stande gebrachten diesbezüglichen Resultate überzugehen.

Laufende Nummer der Beobachtung	Epoche der Beobachtung			Stand des Caisson bzw. Rohres. T i e f e n			Höhe des Mauerwerkes über der Decke des Arbeitsraumes	Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären			Totalgewicht des Objects an Eisen, Beton, Mauerwerk u.s.w. Kilogramm	Im Moment der Senkung betrug		Reibungswiderstand pro	Senkung des Objectes im Moment der angegebenen Depression
	Monat	Datum	Tageszeit	mittlere in der Erde m	unter Pegel-Null m	unter Wasserspiegel m		vor Ablassung comprimierter Luft	im Moment der Senkung	De-pression		der Auftrieb d. verdrängten Wassers bzw. der comprimierten Luft Kilogramm	die Belastung nach Abzug des Auftriebes Kilogramm		

A. Viaduct über die Seine zu Orival (Eisenbahn von Serquigny nach Rouen).

a) Pfeiler No. V, stromaufwärtige Säule.

1	1863	Juni	2 10 Uhr Morgens	7,75	9,70	11,20	6,91	1,200	1,000	0,200	222 231	103 659	116 572	87,63	1329,97	10 307	0,33
2	do.	do.	do.	8,08	10,03	11,53	6,91	1,200	0,800	0,400	222 231	97 600	124 631	91,38	1363,87	11 020	0,33
3	do.	do.	do.	8,41	10,36	11,86	6,91	1,200	0,600	0,600	222 231	98 647	123 584	95,12	1299,24	10 927	0,32

b) Pfeiler No. V, stromabwärtige Säule.

4	do.	5	do.	7,94	9,39	10,30	7,00	1,100	0,950	0,150	222 231	100 273	121 958	89,80	1358,11	10 783	0,30
5	do.	5	2 Uhr Nachm.	8,79	10,24	11,19	7,00	1,200	0,400	0,800	222 231	90 497	131 734	99,41	1325,26	11 649	0,36
6	do.	22	do.	12,20	13,65	14,30	7,00	1,450	0,500	0,950	246 348	120 250	126 098	137,98	913,88	11 149	0,50
7	do.	23	6 Uhr Abends	13,15	14,60	15,15	7,00	1,600	0,500	1,100	246 348	128 093	118 255	148,73	795,09	10 455	0,10

c) Rechtsseitiger Landpfeiler, stromabwärtige Säule.

8	September	3	2 Uhr Nachm.	16,45	16,10	16,75	9,50	1,800	0,500	1,300	300 176	142 861	157 315	186,03	845,55	13 909	0,18
9	do.	3	10 Uhr Abends	16,67	16,28	17,33	9,50	1,800	0,400	1,400	300 176	141 270	158 906	188,34	842,82	14 050	0,22
10	do.	4	10 Uhr Morgens	16,86	16,51	17,66	9,50	1,800	0,300	1,500	300 176	131 423	168 753	190,69	884,96	14 921	0,12

d) Rechtsseitiger Landpfeiler, stromaufwärtige Säule.

11	do.	17	6 Uhr Abends	15,10	14,90	16,00	5,82	1,700	0,300	1,400	226 563	98 572	127 991	170,78	749,45	11 317	0,20
12	do.	18	2 Uhr Nachm.	15,80	15,60	16,45	5,82	1,800	0,500	1,300	226 563	118 654	107 909	178,70	603,86	9 541	0,15
13	do.	18	10 Uhr Abends	15,95	15,75	17,35	5,82	1,800	0,500	1,300	226 563	119 150	107 403	180,39	595,39	9 497	0,20
14	do.	21	6 Uhr Morgens	16,58	16,38	17,40	10,12	1,800	0,300	1,500	312 837	136 752	176 085	187,52	939,02	15 569	0,17

Anmerkungen.

Versuch No. 1 fand statt, nachdem die Säule während 32 Stunden sich nicht bewegt hatte.

Zwischen den Versuchen No. 1, 2 und 3 waren nur Pausen von einigen Minuten eingetreten.

Versuch No. 4 fand statt, nachdem die Säule während 4 Stunden sich nicht bewegt hatte.

- 5 - - - - - 4 - - - - -
- 6 - - - - - 4 - - - - -

Trotzdem beim Versuch No. 7 die Säule stark unterminirt und anscheinend unten ganz frei war, trotzdem ferner nur noch $\frac{1}{2}$ Atm. Luftdruck darin war, senkte sie sich nicht weiter und musste behufs Beendigung der Versenkung nochmals mit Beton belastet werden.

Versuch No. 8 fand statt, nachdem die Säule während 18 Stunden sich nicht bewegt hatte.

- 9 - - - - - 8 - - - - -
- 10 - - - - - 12 - - - - -

Das Resultat des Versuches No. 14 ist nicht massgebend, weil die Säule sich mit ihrem unteren Theil in einer mächtigen, kreideartigen Mergelschicht, bestehend aus Geröll und Blöcken, welche letztere mit Anwendung von eisernen Keilen und Krampen zertheilt werden mussten, befand, und es öfter vorkam, dass die Senkung durch einzelne grosse Steine verhindert oder erschwert wurde. Die sämtlichen Säulen dieses Viaductes (14 Stück zu 5 Mittel- und 2 Landpfeilern) haben unter dem Nullwasser 3^m,60 und über demselben, d. i. ausserhalb des Fundamentes, 3^m,20 äusseren Durchmesser.

Laufende Nummer der Beobachtung	Epoche der Beobachtung			Stand des Caisson bzw. Rohres. Tiefen			Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären	Totalgewicht des Objects an Eisen, Beton, Mauerwerk u. s. w.			Im Moment der Senkung betrug			Reibungswiderstand pro	Senkung des Objects im Moment der angegebenen Depression
	Monat	Datum	Tageszeit	mittlere in der Erde	unter Pegel-Null	unter Wasserspiegel		vor Ablassung comprimierter Luft	im Moment der Senkung	De-pression	der Auftrieb d. verdrängten Wassers bzw. der comprim. Luft	die Belastung nach Abzug des Auftriebes	Reibungswiderstand des Pfeilers an seinem Umfange in der Erde in Quadratmeter	Quadratmeter Reibungsfläche des Pfeilers in der Erde	Meter Pfeilerumfang in der Erde

B. Wien-Stadlauer-Donaubücke der k. k. priv. Staatsbahn-Gesellschaft.

a) Vorderer Caisson des rechtsseitigen Landpfeilers.

15	1868	November	5 12 Uhr Mittags	5,53	5,35	4,91	4,95	0,500	0,050	0,450	781 860	198 201	583 659	203,34	2870,36	15 873	0,17
16	do.	12	8 Uhr Morgens	6,62	6,80	5,98	5,53	0,585	0,100	0,485	927 130	265 069	662 061	243,12	2719,83	18 005	0,08
17	do.	13	do.	7,05	7,28	6,46	5,53	0,635	0,100	0,535	945 431	294 674	650 757	259,33	2509,34	17 691	0,15
18	do.	14	do.	7,30	7,55	6,73	5,53	0,660	0,100	0,560	945 431	311 337	634 094	268,42	2365,32	17 267	0,20
19	do.	16	4 Uhr Nachm.	7,45	7,95	7,10	5,53	0,695	0,400	0,295	929 120	339 506	589 614	273,94	2152,35	16 035	0,05

b) Stromaufwärtiger Eck-Caisson des rechtsseitigen Landpfeilers.

20	1869	März	7 4 Uhr Nachm.	7,44	7,79	7,17	5,05	0,705	0,000	0,705	196 281	67 584	128 697	100,96	1274,73	9 484	0,21
----	------	------	----------------	------	------	------	------	-------	-------	-------	---------	--------	---------	--------	---------	-------	------

c) Stromabwärtiger Eck-Caisson des rechtsseitigen Landpfeilers.

21	März	10	4 Uhr Nachm.	7,40	7,80	7,07	5,05	0,695	0,000	0,695	204 299	66 440	137 859	100,42	1372,82	10 159	0,20
----	------	----	--------------	------	------	------	------	-------	-------	-------	---------	--------	---------	--------	---------	--------	------

d) Strompfeiler-Caisson No. I, im Thalweg.

22	1868	December	28 8 Uhr Abends	3,62	7,89	8,62	5,68	0,850	0,700	0,150	1 077 794	538 800	538 994	138,95	3879,05	14 042	0,32
23	do.	31	4 Uhr Nachm.	4,31	8,63	9,19	6,55	1,000	0,750	0,250	1 168 023	560 764	607 259	165,25	3674,79	15 838	0,16
24	1869	Januar	2 8 Uhr Morgens	4,47	8,79	9,17	6,72	0,950	0,850	0,100	1 194 415	635 532	558 883	171,38	3261,07	14 576	0,31
25	do.	4	12 Uhr Mittags	5,72	9,35	9,48	7,56	1,000	0,850	0,150	1 326 192	635 532	690 600	219,36	3148,70	18 010	0,47

Anmerkungen.

Die drei Caissons des rechtsseitigen Landpfeilers wurden auf der bei 0^{m,53} über dem Nullpegel gelegenen Sohle einer Baugrube montirt und darin versenkt. Da bei den Versuchen von No. 15 bis einschl. No. 21 das Gewicht des auf einer gewissen Höhe über der Caisson-Decke, behufs späterer Aufbringung der Sockelquaderschichten, abgeglichenen Fundamentmauerwerkes nicht immer genügte, so musste Schotter mit Sand vermisch als Belastung darauf verwendet werden, und habe ich deren Gewicht damals mit 2000^k pro Cubikmeter in obigen Berechnungen angenommen.

Zu den Versuchen No. 23, 24 und 25 ist zu bemerken, dass während der Depression kein Grundwasser in den Arbeitsraum eingedrungen war, weil der Caisson sich in einer starken Tegelschicht befand. Letztere war an ihrer Oberfläche weich und plastisch, mit der Tiefe nahm sie jedoch an Härte zu, so zwar, dass sie nur mühsam mittelst Krampen gelöst werden konnte. Vielleicht dürfte in der felsartigen Beschaffenheit dieser Schicht, welche das freie Sinken des untergrabenen Caisson beeinträchtigte, die theilweise Ursache des abnorm grossen Reibungswiderstandes zu suchen sein. Da der Tegel während der Abgrabung bei senkrechten Wänden stehen blieb, so konnte derselbe an und für sich am Umfange des Caisson keinen Erddruck und keine aus letzterem hervorgehende Reibung ausüben, es sei denn, dass der (durch das von oben und längs der Caisson-Wände nachsickernde Wasser) breiartig aufgelöste und klebrige Tegel am Caisson haften blieb und infolge dieses Umstandes einen Reibungswiderstand erzeugte.

Obgleich die Versenkung dieses Caisson erst bei 16^{m,24} unter dem Nullpegel abgeschlossen wurde, konnten keine weiteren Versuche mehr vorgenommen werden, weil sich derselbe während der Senkung vom 4. Januar 1869 ziemlich stark nach vorn und nach der Stromseite (infolge des einseitigen Erddruckes) geneigt hatte, welche Neigungen erst im Verlauf der folgenden Senkungen nach und nach durch Anwendung von Unterlagen unter der Schneide und von verticalen Verbölzungen unter der Caisson-Decke beseitigt werden konnten. Sowol diese als auch die Caissons der sub C, D und E bezeichneten Brücken waren nicht angestrichen.

Laufende Nummer der Beobachtung	Epoche der Beobachtung			Stand des Caisson bzw. Rohres. Tiefen			Höhe des Mauerwerkes über der Decke des Abstrichraumes	Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären			Totalgewicht des Objects an Eisen, Beton, Mauerwerk u.s.w. Kilogramm	Im Moment der Senkung betrug		Reibungsfläche des Pfeilers an seinem Umfange in der Erde in Quadratmeter	Reibungswiderstand pro		Senkung des Objectes im Moment der angegebenen Depression
	Monat	Datum	Tageszeit	mittlere in der Erde m	unter Pegel-Null m	unter Wasserspiegel m		vor Ablassung comprimierter Luft	im Moment der Senkung	De-pression		der Auftrieb d. verdrängten Wassers bzw. der comprimierten Luft Kilogramm	die Belastung nach Abzug des Auftriebes Kilogramm		Quadratmeter Reibungsfläche des Pfeilers in der Erde Kilogramm	Meter Pfeilerumfang in der Erde	

C. Donaubrücke bei Steyeregg (Ober-Oesterreich) auf der Strecke von Linz nach Budweis; k. k. priv. Elisabethbahn-Gesellschaft.

a) Rechtsseitiger Inundationspfeiler (in einem toten Arm).

26	1870 Juni	29	12 Uhr Mittags	5,82	5,30	6,12	5,90	0,600	0,300	0,300	457 130	120 726	336 404	127,63	2635,77	15 340	0,25
27	Juli	6	do.	9,18	8,66	9,16	8,00	0,900	0,200	0,700	590 384	198 408	391 976	201,32	1947,02	17 874	0,12

b) Mittelpfeiler No. V (auf der rechtsseitigen Berme).

28	August	4	6 Uhr Abends	3,53	2,75	3,35	2,00	0,325	0,225	0,100	356 900	134 025	222 875	108,19	2060,03	7 272	0,12
29	do.	27	12 Uhr Mittags	10,35	9,55	10,55	7,25	1,021	0,300	0,721	1 106 000	480 478	625 522	317,23	1971,82	20 408	0,27

c) Strompfeiler No. II (auf einer Sandbank im Strombett).

30	1871 April	8	1 Uhr Mittags	11,96	11,86	12,04	7,80 (1,50 Wasser)	1,166	0,000	1,166	1 195 000	556 240	638 760	366,57	1742,53	20 841	0,14
----	------------	---	---------------	-------	-------	-------	-----------------------	-------	-------	-------	-----------	---------	---------	--------	---------	--------	------

D. Donaubrücke bei Wien, für die k. k. priv. Oesterr. Nordwestbahn.

a) Rechtsseitiger Landpfeiler.

31	1870 November	14	6 Uhr Abends	4,85	7,65	8,44	6,20	0,830	0,730	0,100	1 053 400	552 606	500 794	184,54	2713,74	13 162	0,10
32	do.	15	do.	5,10	7,90	8,66	6,35	0,860	0,740	0,120	1 078 800	560 244	518 556	194,05	2672,21	13 628	0,14
33	do.	16	12 Uhr Mittags	5,33	8,04	8,65	6,45	0,855	0,705	0,150	1 094 600	533 746	560 854	202,81	2765,91	14 742	0,41
34	do.	17	do.	5,92	8,45	9,05	6,55	0,895	0,715	0,180	1 110 400	541 316	569 084	225,26	2526,34	14 956	0,16
35	do.	17	6 Uhr Abends	6,15	8,61	9,21	6,60	0,910	0,710	0,200	1 118 300	537 531	580 769	234,01	2481,81	15 263	0,38
36	do.	20	12 Uhr Mittags	7,25	9,12	9,70	7,15	0,950	0,770	0,180	1 206 900	582 296	624 604	275,86	2264,21	16 416	0,24
37	do.	21	6 Uhr Abends	7,60	9,36	9,86	7,50	0,975	0,795	0,180	1 262 200	601 783	660 417	289,18	2283,76	17 357	0,26
38	do.	22	6 Uhr Morgens	7,67	9,62	10,17	7,60	1,005	0,805	0,200	1 278 000	609 454	668 546	291,84	2290,79	17 570	0,27
39	do.	23	6 Uhr Abends	7,70	9,89	10,49	8,00	1,035	0,835	0,200	1 341 200	632 167	709 033	292,98	2420,01	18 634	0,29
40	do.	24	12 Uhr Mittags	7,80	10,18	10,83	8,25	1,075	0,875	0,200	1 380 700	662 450	718 250	296,79	2420,06	18 876	0,26
41	do.	26	6 Uhr Morgens	8,00	10,62	11,32	8,35	1,120	0,880	0,240	1 398 200	685 591	712 608	304,40	2341,02	18 728	0,25
42	do.	26	6 Uhr Abends	8,30	10,87	11,57	8,50	1,145	0,895	0,250	1 422 000	700 374	721 626	315,81	2284,99	18 965	0,38
43	do.	27	6 Uhr Morgens	8,70	11,25	11,96	8,50	1,190	0,910	0,280	1 422 000	720 192	701 808	331,04	2120,01	18 444	0,35
44	do.	28	12 Uhr Mittags	9,06	11,60	12,26	8,60	1,215	1,015	0,200	1 439 500	768 442	671 058	344,73	1946,62	17 636	0,19
45	do.	28	6 Uhr Abends	9,25	11,79	12,46	8,70	1,240	0,970	0,270	1 455 300	761 303	693 997	351,96	1971,79	18 239	0,08
46	do.	29	6 Uhr Abends	9,51	12,01	12,51	9,00	1,245	1,005	0,240	1 502 700	777 919	724 780	361,85	2002,98	19 048	0,09
47	do.	30	6 Uhr Morgens	9,63	12,10	12,57	9,00	1,245	0,995	0,250	1 502 700	774 892	727 808	366,42	1986,21	19 127	0,05
48	do.	30	12 Uhr Mittags	9,70	12,15	12,65	9,20	1,250	0,980	0,270	1 534 300	802 044	732 256	369,08	1984,00	19 245	0,23
49	December	1	Mittag	10,10	12,56	13,04	9,50	1,290	0,990	0,300	1 581 700	830 275	751 425	384,30	1955,31	19 749	0,19
50	do.	1	Mitternacht	10,29	12,75	13,15	9,60	1,305	0,975	0,330	1 597 500	837 997	759 503	391,53	1939,83	19 961	0,21
51	do.	2	Mittag	10,51	12,96	13,36	9,70	1,320	0,920	0,400	1 613 300	852 404	760 896	399,90	1902,72	19 998	0,04
52	do.	3	6 Uhr Morgens	10,54	13,04	13,34	9,90	1,330	0,930	0,400	1 644 900	851 103	793 797	401,05	1979,29	20 872	0,11
53	do.	3	Mittag	10,65	13,15	13,43	9,95	1,340	0,840	0,500	1 654 500	856 439	798 061	405,23	1969,40	20 974	0,20
54	do.	3	6 Uhr Abends	10,74	13,35	13,65	10,00	1,360	0,810	0,550	1 662 400	871 871	790 529	408,65	1934,49	20 776	0,05
55	do.	9	9 Uhr Abends	12,04	14,60	14,46	10,70	1,445	0,000	1,445	1 774 700	919 667	855 033	458,12	1866,40	22 714	0,26
	do.	9	do.	12,30	14,86	14,72	Versenkung ist beendet.										

Laufende Nummer der Beobachtung	Epoche der Beobachtung			Stand des Caisson bzw. Rohres. T i e f e n			Höhe des Mauerwerkes über der Decke des Arbeitsraumes	Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären			Totalgewicht des Objectes an Eisen, Beton, Mauerwerk u.s.w. Kilogramm	Im Moment der Senkung betrug		Reibungswiderstand pro Quadratmeter	Meter Pfeilhöhe in der Erde	Senkung des Objectes im Moment der eingeleiteten Depression
	Monat	Datum	Tageszeit	mittlere in der Erde	unter Pegel-Null	unter Wasserspiegel		vor Ablassung comprimierter Luft	im Moment der Senkung	Depression		der Auftrieb d. verdrängten Wassers bzw. der comprimierten Luft	die Belastung nach Abzug des Auftriebes			
				m	m	m						Kilogramm	Kilogramm	Kilogramm		

E. Kronprinz Rudolph- (Reichsstrassen-) Brücke über die Donau in Wien.

Strompfeiler No. VIII.

56	1872	December	4	—	6,85	9,03	8,15	5,38	0,789	0,710	0,079	1 523 774	786 135	737 639	330,31	2233,17	15 297	—
----	------	----------	---	---	------	------	------	------	-------	-------	-------	-----------	---------	---------	--------	---------	--------	---

Anmerkung.

In dem die Fundirungsarbeiten der Nordwestbahn-Brücke betreffenden Versenkungsjournal der Bauunternehmung ist hervorgehoben, dass während der Versuche von No. 31 bis einschl. No. 47 nach eingetretener Depression, bzw. im Moment der Senkung, kein Grundwasser in den Arbeitsraum des Caisson eingedrungen war, so dass nach stattgehabter Senkung die Arbeit in comprimierter Luft sofort wieder begonnen werden konnte. Es dürfte dies, meiner Erfahrung gemäss, richtig sein, insofern die Luft möglichst schnell abgelassen und während dieser Operation das Gebläse unausgesetzt in Gang gehalten worden ist, und solange die Depression in analogen Terrainschichten nicht $\frac{1}{10}$ Atm. übersteigt. Uebrigens ist es ohne Zuhilfenahme von hierzu geeigneten selbstthätigen Apparaten nicht leicht möglich, genau zu constatiren, ob die Depression ein Eindringen des Grundwassers und bis zu welcher Höhe zur Folge hatte oder nicht, weil zwischen Abschluss der Luftablassung und Ankunft der Arbeiter in den unteren Arbeitsraum immerhin eine gewisse Zeit verstreicht, welche für das Gebläse je nach den obwaltenden Umständen genügt, um den zur Trockenlegung des Caisson erforderlichen Luftdruck wieder herzustellen. Daher ist in obiger Tabelle der jedesmalige Auftrieb für die Versuche No. 41, 42, 43, 45, 46 und 47, während welcher die Depression mehr als $\frac{1}{10}$ Atm. betrug, das mittlere Resultat aus den für beide Fälle durchgeführten Berechnungen, einmal unter der Annahme, es sei kein Grundwasser, und das andere Mal, letzteres sei entsprechend der Depression (minus der Differenz zwischen der factischen Höhe der Wassersäule und derjenigen, welche sich aus dem Stande des Manometers vor Ablassung der comprimierten Luft berechnen lässt) in den Caisson eingedrungen. Der durch Annahme dieser mittleren Resultate bei den in Rede stehenden 6 Beobachtungen eventuell begangene Fehler ist nicht von Belang, und beträgt höchstens $3\frac{1}{2}$ pCt., indem die für beide Fälle durchgeführten Berechnungen gezeigt haben, dass wenn wirklich kein Grundwasser eingedrungen wäre, der Reibungswiderstand durchschnittlich um $137^k,33$ pro Quadratmeter Reibungsfläche grösser gewesen sein würde als im entgegengesetzten Falle.

Bei Berechnung des Reibungswiderstandes der Versuche von einschl. No. 48 bis 55 ist dem Versenkungsjournal gemäss angenommen, dass das Grundwasser entsprechend der Depression (minus der oben erwähnten Höhendifferenz zwischen der factischen und theoretischen Wassersäule) in den Arbeitsraum eingedrungen war.

Schliesslich wird noch bemerkt, dass die Versuche von No. 1 bis einschl. No. 25 durch den Verfasser selbst, die anderen dagegen nach seinem Schema durch die während der betreffenden Bauperioden unter seiner Leitung gestandenen Ingenieure gemacht worden sind.

Aus den obigen Erfahrungsergebnissen geht deutlich hervor, dass in gleichartigen Erdschichten mit der zunehmenden Tiefe des versenkten Gegenstandes in der Erde der Reibungswiderstand pro Quadrateinheit der Reibungsfläche nach einem bestimmten Gesetze abnimmt, woraus der Schluss gezogen werden kann, dass mit der zunehmenden Tiefe diese Erdschichten an Consistenz und Cohäsion zunehmen und infolge dessen einen geringeren Normaldruck auf die Wände des Objectes ausüben, als dies in den oberen Ablagerungen

der Fall ist, und dass der natürliche Böschungswinkel mit der zunehmenden Versenkungstiefe gewissen Alterationen unterworfen ist.

Auf Blatt 12 folgen noch die Darstellung der Bodenermittlungen während der pneumatischen Versenkungen, und auf beiden Blättern 11 und 12 die Grundrisse der Röhren und Caissons, auf welche sich die hier bekannt gegebenen Erfahrungsergebnisse beziehen.

Wien, im Februar 1877.