



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Universitätsbibliothek Paderborn

Erfahrungsergebnisse über Luftverbrauch und über Reibungswiderstände

Schmoll von Eisenwerth, Adolph

Wien, 1877

Mittheilungen über pneumatische Fundirungen und Erfahrungsergebnisse
über die dabei vorkommenden Reibungswiderstände.

[urn:nbn:de:hbz:466:1-52252](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-52252)

MITTHEILUNGEN

über

pneumatische Fundirungen und Erfahrungsresultate

über

die dabei vorkommenden Reibungswiderstände.

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, beziehungsweise von der Versenkungstiefe abgezogen werden.

Die vorliegenden in grossem Maassstabe 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 1.)

Auf ähnliche Weise lässt sich die Belastung durch Beton oder Mauerwerk nach Belieben reguliren, wenn es sich um die Versenkung von schmiedeeisernen 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 mm stark und in Reihen von 1 m Höhe, nach innen mit horizontal laufenden Winkelleisen 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 Nr. IV der Eisenbahnbrücke in Arles-sur-Rhône (1865)

und am Strompfeiler Nr. 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 andern 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 betragen während des Herablassens des rechtsseitigen Portalpfeilers der Kehler Rheinbrücke 430 m und am Pfeiler IV der Eisenbahnbrücke über den Rhône in Arles nach Fig. 1, Blatt 1', 4.75 m — 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 zu viel belasten. Diese Vorsichtsmaassregel 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 beendigter 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 Stropfweiler der Rheinbrücke zwischen Strassburg und Kehl (Stropfweiler, welche unter diesen Verhältnissen versenkt wurden) verdrängte — d. i. im Abtrag gemessene — Volumen betrug etwa $10\,458\text{ m}^3$ mit Sand vermischten Schotters, wogegen die zu Tage geförderte, d. i. in der Anschüttung gemessene und dem Unternehmer bezahlte Masse rund $16\,000\text{ m}^3$ 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 Fundrungen.

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 0.15 m 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 Ermanglung einer solchen durch einen Caisson-Arbeiter, welcher sich sofort verschleusst, 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 Schichte 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 verhältnissmässig 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 Stropfpfeiler der Rheinbrücke zwischen Strassburg und Kehl (vom 22. März bis 24. December 1859) wäre wohl zu derartigen Versuchen Gelegenheit geboten gewesen, allein abgesehen davon, dass die damaligen Luftscheussen 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 Rheinwasserstande 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 Ermanglung specieller Versuche behufs Feststellung des Reibungswiderstandes habe ich in folgender Tabelle für jeden der vier Pfeiler dieser Brücke die während der Versenkung vorgekommenen geringsten Belastungen pro Quadratmeter Reibungsfläche verzeichnet.

Es wird hier vorausgeschickt, dass die schmiedeeisernen Caissons der Rheinbrücke zwischen Strassburg und Kehl 3.40 m äussere Wandhöhe haben, dass derjenige des Pfeilers I (Portalpfeiler der linken Stromseite) mit einer Schutzwand von Tannenh Holz 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 welche letzteren die roh 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 7.00 m Breite, 23.35 m Länge und 163.45 m² Grundfläche; die Caissons der beiden Mittelpfeiler II und III haben 7.00 m Breite, 17.50 m Länge und 122.50 m² Grundfläche.

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

Pfeiler-Nummer	Zeit der Beobachtung	Caisson-Tiefe			Stand des Manometers Ueberdruck in Atm.	Totalgewicht der Caissons sammt Beton und Mauerwerk an diesem Tage	Auftrieb des verdrängten Wassers	Belastung nach Abzug des Auftriebes	Reibungsfläche des Pfeilers an seinem Umfange im Boden	Minimal-Belastung pro Quadratmeter Reibungsfläche im Boden	Beschaffenheit des Terrains
		im Boden	unter (Pegel-Null) Niederwasser v. 1848	unter dem Wasserspiegel							
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 20.06 unter Null.
II	15. Novemb.	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 feiner Schotter mit Tegel, von 17.50 bis 20.05 feiner Sand mit Schotter.
III	23. Decemb.	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. Septemb.	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 wohl anzunehmen, dass der Reibungswiderstand geringer war als diese Minimalbelastungen.

In den im September 1859 von Seiten der Bauleitung der

französischen Ostbahngesellschaft aufgestellten Berechnungen behufs Projectirung der Caissons zur Kehler Rheinbrücke hat man sich zur Bestimmung des zu bewältigenden Reibungswiderstandes folgender Formeln und Werthe bedient:

$$Q = \frac{ph^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2}$$

darin bedeutet:

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

p das Gewicht von 1 Kubikmeter Schotter und Sand = $1600 - 0.75 \cdot 1000 = 850 \text{ kg.}^*)$

h die Tiefe des Caisson im Boden nach beendigter Versenkung = 18.00 m.

α den Ergänzungswinkel vom natürlichen Böschungswinkel = 45° .

$$\operatorname{tg}^2 \frac{\alpha}{2} = 0.17.$$

Die durchgeführte Berechnung ergibt $Q = 23.409 \text{ kg}$ 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

$$23\,409 \cdot 0.40 = 9363.60$$

Kilogramm pro Meter Umfangslänge des Caisson und 18.00 m Tiefe in der Erde.

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

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 3.59 m in der Erde oder 5.30 m 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 0.20 m durch den Erddruck nach einwärts gebogen worden, und waren mehrere verticale Vernietungen derart geöffnet, dass das Wasser und das Geschiebe in die Arbeitskammern eindrangen.

Die Caissons der drei anderen Pfeiler entgingen demselben Schicksale 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 Gewölbchen 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.

Gewichtsermittelungen einiger in der Donau bei Wien vorkommenden Erdmaterialien.

Die durch die Bauunternehmung Gebr. Klein, Ad. Schmoll & E. Gaertner während des Monats April 1875

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

in Wien ausgeführten Versuche, betreffend das Gewicht einiger Erdmaterialien, haben folgende Resultate ergeben:

1 m ³ Wellaand, erdfeucht, aus über dem Grundwasser gelegenen Terrain gewonnen, in der Anschüttung gemessen	1 085 bis 1 200 kg
1 m ³ Wellaand über Feuer getrocknet	1 300 — 1 376 "
1 m ³ " mit Wasser gesättigt	1 750 — 1 820 "
1 m ³ Schlamm " " "	1 645 — 1 731 "
1 m ³ " über Feuer getrocknet	1 150 kg
1 m ³ Schlammbröckel, erdfeucht, aus über dem Grundwasser gelegenen Terrain gewonnen, aber häufig überschwemmt gewesen	1 815 "
1 m ³ Schotter mit Sand, gebaggert, noch nass.	1 875 "
1 m ³ Schotter mit Sand, vollständig mit Wasser gesättigt	2 190 "
1 m ³ Schotter mit Sand, erdfeucht, über dem Grundwasserterrain gewonnen	1 830 "

Versuche des Verfassers über Reibungscoefficienten.

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.

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

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

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

Dagegen tritt bei nassen Berührungsflächen genannter Materialien, mit Ausnahme des Granits, auf nassem Wellaand 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

Bezeichnung der Materialien	Reibungs-Coefficienten				Bemerkungen
	der Ruhe	der Bewegung	der Ruhe	der Bewegung	
	f. trockene Materialien		für nasse Materialien		
Eisenblech (ohne Nieten) auf Schotter mit Sand	0·4015	0·4583	0·3348	0·4409	Jedes einzelne Resultat ist das mittlere Ergebnis aus mindestens 10 Versuchen. — Zwischen je 2 Versuchen war eine Pause von 8 bis 10 Minuten. — Sämtliche Materialien waren vorn schliffenförmig 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 $0·77 \cdot 0·51 = 0·393 \text{ m}^2$; die Nietköpfe waren halbrund, geschellt und hatten 20 mm Durchmesser.
Eisenblech (mit Nieten) „ „ „ „	0·3965	0·4911	0·4677	0·5481	
Gusseisen (ungehobeltes) „ „ „ „	0·3677	0·4668	0·3646	0·4963	
Granit (rauh bearbeiteter) auf „ „ „ „	0·4266	0·5368	0·4104	0·4800	
Tannenholz (geschnittenes) „ „ „ „	0·4088	0·5109	0·4106	0·4985	
Eisenblech (ohne Nieten) auf Wellaand . . .	0·5361	0·6313	0·3655	0·3247	
Eisenblech (mit Nieten) „ „ . . .	0·7269	0·8391	0·5156	0·4977	
Gusseisen (ungehobeltes) „ „ . . .	0·5636	0·6063	0·4744	0·3796	
Granit (rauh bearbeiteter) auf „ . . .	0·6473	0·7000	0·4728	0·5291	
Tannenholz (geschnittenes) „ „ . . .	0·6633	0·7340	0·5787	0·4793	

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 Reibungscoefficient 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 0·75 m 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 0·33 m 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 0·87 m Höhe in den unteren Ring eingedrungen.

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

Berechnen wir beispielsweise den aus dem ersten Versuch resultirenden Reibungswiderstand.

Die Säule war aus folgenden Theilen zusammengesetzt:

1 unterer Ring von 1·00 m Höhe im Gewichte von 5 840 kg	
Gusseisentheile der Crinoline sammt Bolzen. . .	2 166 kg
12 Fundamentringe von je 1·00 m Höhe zu 3·900 kg	46 800 kg
Gusseiserne Unterlagplatte der Luftschleuse. . .	1 366 kg
520 Verbindungsschrauben der Ringe unter sich	8 74 kg
Schmiedeeiserne Luftschleuse sammt Zubehör .	6 450 kg
Holzverkleidung des Steiggeschachtes 6·65 m zu 100	6 65 kg
Beton einschl. Crinoline-Mauerwerk 67·725 m ³ zu	
2 330 kg	158 060 kg
Totalgewicht der Säule am 2. Juni 1863	222 231 kg

Hiervon abzuziehen:

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:

$$[(10 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 1788) + (1 \cdot 00 \cdot 10 \cdot 3491) - (0 \cdot 87 \cdot 9 \cdot 7868)] \cdot 1000 = 105 659 \text{ kg}$$

folglich waren zur Ueberwindung der Reibung erforderlich 116 572 kg
oder für einen verticalen Streifen Umfangsfläche der Säule in der Erde von 1·00 m Breite und 7·75 m Höhe

$$\frac{116 572}{11 \cdot 31} = 10 307 \text{ kg,}$$

oder pro Quadratmeter Reibungsfläche der Säule

$$\frac{116 572}{87 \cdot 65} = 1330 \text{ k.}$$

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

$$222 231 - [(10 \cdot 1788 \cdot 1 \cdot 033) + (0 \cdot 87 \cdot 11 \cdot 247 \cdot 0 \cdot 05 \cdot 1000)] = 116 584 \text{ kg.}$$

Die Differenz zwischen beiden Resultaten ist zu gering, (sie

beträgt nur 0.00103 Percent), 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 rechtsseitigen 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 0.53 m über dem Nullwasserstand im Trockenem 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 0.25 m abgerundet.

Nachdem der frei und vertical stehende Caisson um etwa 0.15 m untergraben war, und die Arbeiter sich aus der comprimirt Luft entfernt hatten, liess ich durch das Öffnen eines der auf beiden Luftschleussen 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 0.17 m. Das Grundwasser hatte bis zum Beginn der sinkenden Bewegung den unteren Arbeitsraum ganz und die beiden Schachte auf je 2.19 m Höhe über der Caissondecke angefüllt, war also im Ganzen um 4.39 m hoch über die Schneide des Caisson gestiegen.

Es betrug das Gewicht

des Caisson selbst	23 700 kg
der beiden Schachtrohre	2 930 kg
der beiden Luftschleussen	7 000 kg
der 5 Reihen Verkleidungsbleche	7 880 kg
des Strebemauerwerkes im Arbeitsraum	
	= 30.18.2225 = 67 150 kg
des Beton au der Caissondecke	= 27.71.2250 = 62 348 kg
des Mauerwerkes = 274.54.2225 =	610 852 kg
Totalgewicht des Pfeilers	781 860 kg

Hievon gehen ab:

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

$$= 63.40.4.91.1000 = 311 294 \text{ kg}$$

minus dem Gewichte des eingedrungenen Grundwassers

$$[(63.40.2.20 - 30.18) + (20.860.2.19)].1000 = 113 093 \text{ kg}$$

bleibt Gewicht des verdrängten Wasser 198 201 kg

Zur Ueberwindung der Reibung waren erforderlich 583 659 kg oder für einen verticalen Streifen von 1.00 m Breite und 5.53 m Höhe am Umfange des Pfeilers

$$\frac{583 659}{36.77} = 15 873.24 \text{ kg.}$$

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

$$\frac{583 659}{203.34} = 2870.36 \text{ kg}$$

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 den Förderschacht 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:

$$781.860 - [(634.000.0.05.1033) + (63.40.4.39.1000 - 113.093)] = 583 881 \text{ kg.}$$

Die Differenz zwischen diesem und dem vorhergehenden Resultate beträgt nur 222 kg oder 0.00038 Percent, 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 gänzlichliches Ablassen der comprimirt Luft das Grundwasser nicht in die untere Arbeitskammer eindringt. Dies war unter anderem der Fall bei den Versuchen, welche ich während der Versenkung des Pfeilers Nr. I (Haupt-Strompfeiler) der Wien-Stadlauer Donaubrücke am 31. December 1868 sowie am 2. und 4. Jänner 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 bezw. als das dem Gewichts-

verluste des eingetauchten Theiles des Objectes entsprechende anzusehen und vom Totalgewichte des letzteren abzuziehen; der Rest beziffert 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 Nr. I (zunächst dem rechtsseitigen Donauer) der Stadlauer Donaubrücke vorgenommenen Versuch ableiten lässt:

Das Gewicht der Eisenbestandtheile des Caisson sammt den darauf montirten Verkleidungsblechen, Schachtröhren und Luftschleussen betrug 56 082 kg

Das Gewicht des Beton und des Mauerwerkes auf der Caissondecke einschl. der Strebenausmauerung in der Arbeitskammer war . . . 1,270 050 kg

Totalgewicht des Fundamentes am 4. Jänner 1869 1,326 132 kg

Als nun nach Oeffnung der Sicherheitsventile auf beiden Luftschleussen 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 0·47 m Tiefe. Das Grundwasser war in den Caisson, welcher sich schon vor der in Rede stehenden Senkung in einer festen und nur mittelst Hacken lösaren Tegelschicht von 1·14 m Dicke befand, nicht eingedrungen. Diese Tegelschicht, deren Mächtigkeit eine sehr bedeutende zu sein scheint, lag mit ihrer Oberfläche bei 8·21 m unter dem Nullwasser bzw. 8·34 m unter dem am genannten Tage constatirten Wasserspiegel, welcher letzterer 0·13 m über dem alten Null-Pegel stand.

Das Gewicht der durch den Pfeiler verdrängten Wassermasse, deren verticale Höhe zwischen Wasserspiegel

und Tegelschicht hier mit 8·34 m angenommen wird, war = 72·38 · 8·34 · 1000 = 603 649 kg, wogegen der Auftrieb der im Caisson restirenden comprimirt. Luft im Momente der Senkung

$$723\ 800 \cdot 0\cdot85 \cdot 1\cdot033 = 635\ 532\ kg.$$

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 5·72 m in der Erde betrug somit

$$1,326\ 132 - 635\ 532 = 690\ 600\ k.$$

Dringt auch bei gänzlicher Ablassung der comprimirt. 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 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.

*) Die Terrainoberfläche (Stromsohle) war am Umfang dieses Pfeilers sehr uneben und wechselte mit jedem Tag; am 4. Jänner 1869 lag beispielsweise der höchste Punkt des Terrains um den Caisson bei 2·08 m und der tiefste bei 4·92 m unter dem Nullwasser. Bei jedem Versuche erneuerte ich meine Sondirungsprofile.

Laufende Nummer der Beobachtung	Epoche der Beobachtung		Stand des Caisson bzw. Rohrs. Tiefen			Höhe des Mauerwerkes über der Decke des Arbeitsraumes	Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären			Totalgewicht d. Objectes an Eisen, Beton, Mauerwerk u.s.w.	Im Moment der Senkung betrug		Reibungswiderstand pro	Senkung des Objectes im Moment der angegebene Depression			
	Monat	Datum	Tagesszeit	mittlere in der Erde	unter Pegel-Null		unter Wasserspiegel	vor Ablassung comprimirt. Luft	im Moment der Senkung		De-pression	der Auftrieb d. verdrängten Wassers bzw. der comprimirt. Luft			die Belastung nach Abzug des Auftriebes	Reibungswiderstand pro Quadratmeter	Reibungswiderstand pro Pfeilerumfang in der Erde
			Meter						Kilogramm			Kilogramm					
A. Viaduct über die Seine zu Orival (Eisenbahn von Serquigny nach Rouen).																	
a) Pfeiler Nr. V, stromaufwärtige Säule.																	
1	1863	2	10 Uhr Morgens	7·75	9·70	11·20	6·91	1·200	1·000	0·200	222 231	105 659	116 572	87·65	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	123584	95·12	1299·24	10 927	0·32
b) Pfeiler Nr. 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	0·50
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	0·56
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

Laufende Nummer der Beobachtung	Epoche der Beobachtung			Stand des Caisson bzw. Rohres. Tiefen			Höhe des Manometerkes über der Decke des Arbeiterraumes	Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären			Totalgewicht d. Objects an Eisen, Beton, Mauerwerk u.s.w.	Im Moment der Senkung betrug		Reibungsfläche des Pfeilers an seinem Umfang in der Erde in Quadratmeter	Reibungswiderstand pro		Senkung des Objects im Moment der angegebenen Depression	
	Monat	Datum	Tageszeit	mittlere in der Erde	unter Pegel Null	unter Wasser Spiegel		vor Ablassung comprimirt Luft	im Moment der Senkung	De-pression		der Auftrieb d. verdrängten Wassers bzw. der comprimirt. Luft	die Belastung nach Abzug des Auftriebes		Reibungsfläche des Pfeilers in der Erde	Quadratmeter		Meter Pfeilerumfang in der Erde
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 Nr. 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	8879.05	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	8674.79	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	8261.07	14.576	0.31
25	do.		4	12 Uhr Mittags	5.72	9.35	9.48	7.56	1.000	0.850	0.150	1,326.182	635.532	690.600	219.36	8148.70	18.010	0.40

Anmerkungen.

Die drei Caissons des rechtsseitigen Landpfeilers wurden auf der bei 0.53 m über dem Nullpegel gelegenen Sohle einer Baugrube montirt und darin versenkt. Da bei den Versuchen von Nr. 15 bis einschl. Nr. 21 das Gewicht des auf einer gewissen Höhe über der Caisson-Decke, behufs späterer Aufbringung der Sockelquaderschichten, abglichenen Fundamentmauerwerkes nicht immer genügte, so musste Schotter mit Sand vermisch als Belastung darauf verwendet werden, und habe ich deren Gewicht damals mit 2000 kg pro Kubikmeter 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 Caissons erst bei 16.24 m unter dem Nullpegel abgeschlossen wurde, konnten keine weiteren Versuche mehr vorgenommen werden, weil sich derselbe während der Senkung am 4. Jänner 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 Verpöhlungen unter der Caisson-Decke beseitigt werden konnten. Sowohl 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 Manometerkes über der Decke des Arbeiterraumes	Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären			Totalgewicht d. Objects an Eisen, Beton, Mauerwerk u.s.w.	Im Moment der Senkung betrug		Reibungsfläche des Pfeilers an seinem Umfang in der Erde in Quadratmeter	Reibungswiderstand pro		Senkung des Objects im Moment der angegebenen Depression	
	Monat	Datum	Tageszeit	mittlere in der Erde	unter Pegel Null	unter Wasser Spiegel		vor Ablassung comprimirt Luft	im Moment der Senkung	De-pression		der Auftrieb d. verdrängten Wassers bzw. der comprimirt. Luft	die Belastung nach Abzug des Auftriebes		Reibungsfläche des Pfeilers in der Erde	Quadratmeter		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	0.800	0.300	457.130	120.726	336.404	127.63	2635.77	15.840	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

Laufende Nummer der Beobachtung	Epoche der Beobachtung			Stand des Caisson bzw. Rohres. Tiefen			Höhe des Mastwerkes über der Decke des Arbeitsraumes	Stand des Manometers. Ueberdruck in Atmosphären			Totalgewicht d. Objects an Eisen, Beton, Mauerwerk u.s.w.	Im Moment der Senkung betrag			Reibungswiderstand pro		Senkung des Objectes im Vergleich zu dem gegebenen Drogcaisson
	Monat	Datum	Tageszeit	mittlere in der Erde	unter Pegel Null	unter Wasser Spiegel		vor-Ablassung comprimirter Luft	im Moment der Senkung	De-pression		der Auftrieb d. vordrängten Wassers bzw. der comprimirt. Luft	die Belastung nach Abzug des Auftriebes	Reibungsfläche des Pfeilers zu seinem Umfange in Quadratmeter	Quadratmeter Reibungsfläche des Pfeilers in der Erde	Meter Pfeilerumfang in der Erde	

b) Mittelpfeiler Nr. 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	856 900	134 025	222 876	103·19	2060·03	7 272	0·12
29	do.	27	12 Uhr Mittags	10·35	9·55	10·55	7·25	1·021	0·800	0·721	1,106 000	480 478	625 522	317·23	1971·82	20 408	0·27

c) Strompfeiler Nr. 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	2718·74	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	553 746	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	7·26	9·12	9·70	7·15	0·950	0·770	0·180	1,206 900	582 296	624 604	275·86	2364·21	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	2230·79	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	1,350 700	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	655 591	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	0·290	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	0·990	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	0·500	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	1·455	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.										

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

Strompfeiler Nr. VIII.

56	1872 December	4	—	6·85	9·05	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 Nr. 31 bis einschl. Nr. 47 nach eingetretener Depression, bezw. 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 $\frac{2}{10}$ 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 dem 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 Nr. 41, 42, 43, 45, 46 und 47, während welcher die Depression mehr als $\frac{2}{10}$ 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 $\frac{3}{4}$ Percent, indem die für beide Fälle durchgeführten Berechnungen gezeigt haben, dass wenn wirklich kein Grundwasser eingedrungen wäre, der Reibungswiderstand durchschnittlich um 137.53 kg pro Quadratmeter Reibungsfläche grösser gewesen sein würde als im entgegengesetzten Falle.

Bei Berechnung des Reibungswiderstandes der Versuche von einschl. Nr. 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.

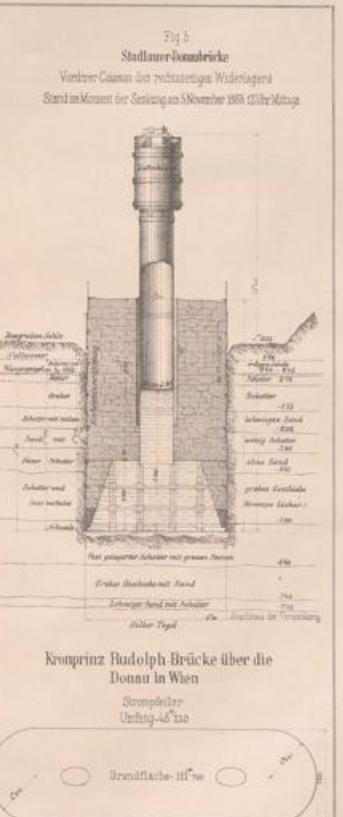
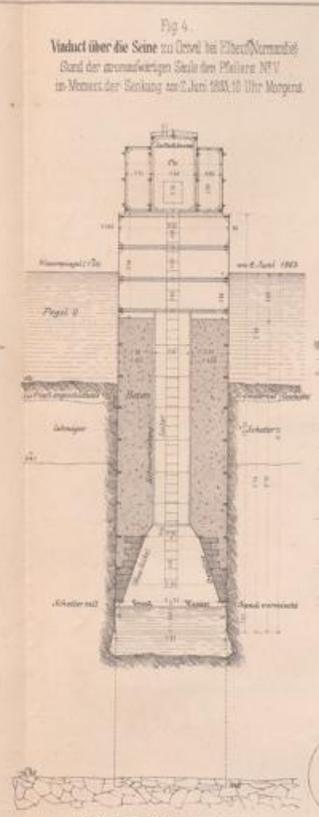
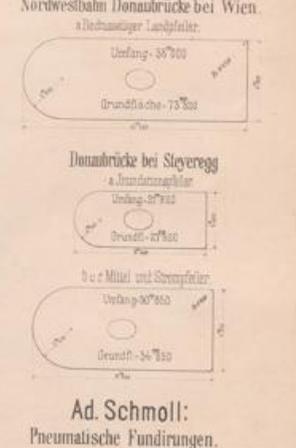
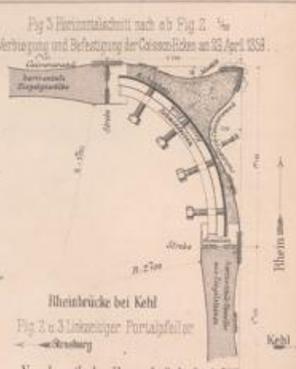
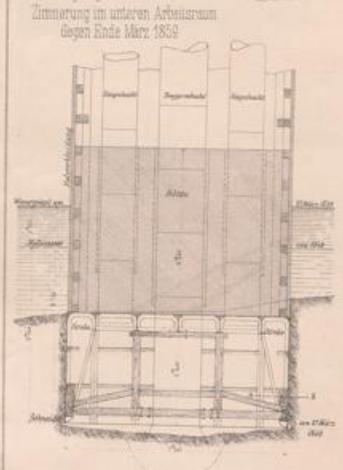
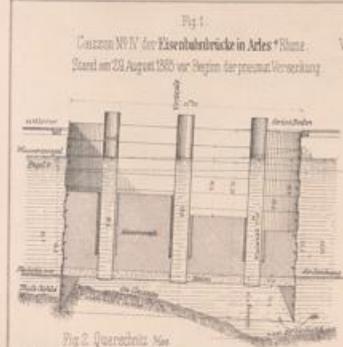
Schliesslich wird noch bemerkt, dass die Versuche von Nr. 1 bis einschl. Nr. 25 durch den Verfasser selbst, die anderen dagegen nach seinem Schema durch die während der betreffenden Bauperioden unter seiner Leitung gestandenen Ingenieure gemacht worden sind.

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.

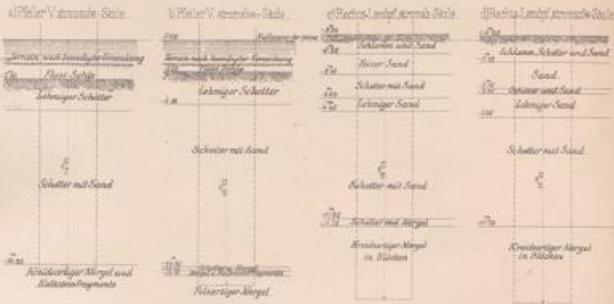
Auf Blatt 2 folgen noch die Darstellung der Bodenermittlungen während der pneumatischen Versenkungen, und auf beiden Blättern 1 und 2 die Grundrisse der Röhren und Caissons, auf welche sich die hier bekannt gegebenen Erfahrungsergebnisse beziehen.

Wien, im Februar 1877.

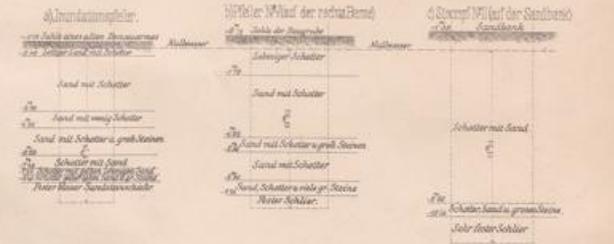


Darstellung der Bodenermittlungen während der pneumatischen Verschiebung

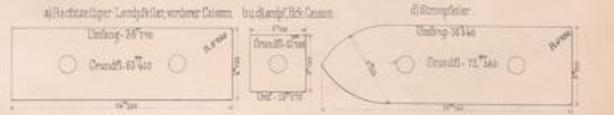
A Viadukt über die Seine zu Orval (Normandie)



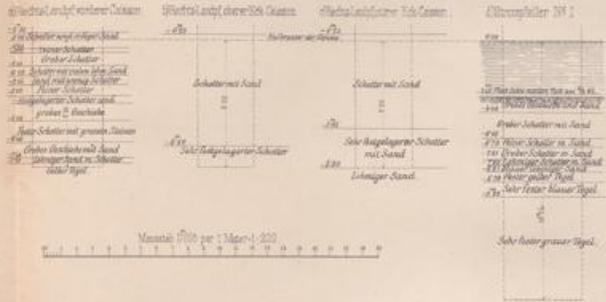
C. Donaubrücke bei Steyregg (Donaureich)



B Wien-Stadlauer Donaubrücke



B. Wien-Stadlauer Donaubrücke



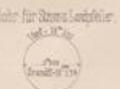
D. Nordwestbahn Donaubrücke bei Wien



E. Kronprinz Rudolph-Brücke in Wien



A Viadukt über die Seine zu Orval (Normandie)



Grundrisse der beobachteten Pfeiler.

Adolph Schmolli: Mitteilungen über pneumatische Fundierungen und Erfahrungsergebnisse über die dabei vorkommenden Reibungswiderstände.

