論 說 報 告

土木學會誌 第十三卷第四號 昭和二年八月

MODELLVERSUCHE ÜBER STRÖMUNGS-ERSCHEINUNGEN IN BUHNENFELDERN UND UNTERSUCHUNGEN ÜBER DIE GRÖSSE DES WIRBELS IM ECKE EINER ISOLIERTEN BUHNEN.

Von Masao Akagi, Mitglied.

Inhalt:

Die Erscheinungen des Strömungs in Buhnenfeldern im Laboratolium mit verschiedene Richtungen und Entfernungen der Buhnen und Untersuchungen über die zweckmässige Korrektion der Wildbäche beim Buhnenbau. Versuchsergebnisse und Untersuchungen über die Grösse des Wirbels im Ecke einer isolierten Buhnen.

Modellversuche über Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern.

Inhaltsangabe.

Einleitung 2
Gegenstand der Untersuchungen. 2
Anordnung der Versuchsreihen 3
Art der Sichtbarmachung der Strömungserscheinungen. 4
Versuchsdurchführung 5
A) Hochwasserfreie Buhnen. 5
Beschreibung der Versuchsanordnung. 5
Beobachtungsergebnisse. 6
I. Strömungserscheinungen an der Oberfläche. .. 6
(1) Buhnenlänge gleich Regelbreite. ($l=b$) .. 6
a) Zur Strömungsrichtung senkrechte Buhnen 6
b) Unter 70° stromaufwärts gerichtete Buhnen 7
c) Unter 70° stromabwärts gerichtete Buhnen 8

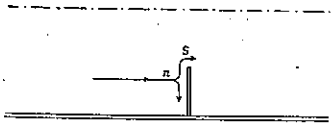
(2) Buhnenlänge gleich der 1/2 Regelbreite ($l = b/2$) 8
II. Strömungserscheinungen an der Sohle.. 9
B) Sohlschwellen mit anschließenden hochwasserfreihen Buhnen . 12
Verhältnisse am Soedanibach. 12
Beschreibung der Versuchsanordnung. 13
Beschreibung des Versuchsmodelles 14
Beobachtungsergebnisse. 15
Strömungsrichtungen 15
Geschwindigkeiten 16
Einbau eines Hindernisses (Schotterbank) in die freie Flussstrecke. 17
Abwehrmassnahmen gegen die Folgeerscheinungen des Hindernisses. 18
Anwendung der gewonnenen Versuchsergebnisse auf die Regulierung des Soedanibaches 19
C) Strömungserscheinungen oberhalb einer selbstständigen (isolierten), nicht überströmten Buhne 19
Versuchsanordnung. 20
Beobachtungsergebnisse.. 20
Kurze Zusammenfassung der Versuchsergebnisse 21

Einleitung.

Gegenstand der Untersuchungen.

Anlaß zu den gegenständlichen Untersuchungen bildet die Regulierung des untersten Teiles des Soedanibaches, eines den Charakter eines Wildbaches tragenden, etwa 200 m breiten, stark geschiebeführenden Wasserlaufes in Japan, dessen Wasserführung von wenigen m^3/s N. W. bis etwa 600 m^3/s bei H. W. schwankt. Die mehrfachaufgetretenen Zerstörungen der Regulierungsbauwerke bei H. W. (Sohlschwellen mit beiderseits anschließenden hochwasserfreien Buhnen), insbesondere aber die starken Angriffe der flußaufwärtigen Buhnenböschungen in der Nähe der Buhnenköpfe veranlaß mich in der Versuchsanstalt für Wasserbau in Wien, Österreich, über Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern zu studieren. Hiebei sollte außer den allgemeinen Strömungserscheinungen noch das besondere Augenmerk der Ermittlung der Lage

Abb. 1.



jenes Punktes n (siehe Abb. 1) auf der stromaufwärtigen Buhnenseite nächst dem Buhnenkopf zugewendet werden, in welchem eine Teilung der Wassermassen einerseits buhnenfeldeinwärts, anderseits flußseits erfolgt. Es bestand nämlich die Vermutung, daß die gegen die Flußmitte gerichtete, verhältnismäßig starke Strömung $n\ s$ einen besonders heftigen Angriff der Buhne zur Folge habe.

Es sei jedoch hier ausdrücklich betont, daß bei den nachfolgenden Untersuchungen die Frage der Ausbildung der beweglichen Sohle absichtlich ausgeschaltet wurde. In dieser Beziehung wird auf die ausführlichen Versuche, die Prof. Engels im Flußbaulaboratorium in Dresden ausgeführt hat, verwiesen (Engels: "Untersuchungen über die Wirkung der Stömung auf sandigem Boden unter dem Einfluß von Querbauten." Verlag W. Ernst, Berlin 1904).

Anordnung der Versuchsreihen.

Die nachfolgenden Modellversuche lassen sich in 3 Hauptgruppen unterteilen:

A) Versuche mit hochwasserfreien Buhnen.

B) Versuche mit Sohlschwellen und daran anschließenden hochwasserfreien Buhnen.

C) Versuche mit einer selbstständigen (isolierten) Buhne.

Von der Vornahme eines "flußbaulichen" Versuches an einem bestimmten Meßstab verkleinerten Modell mußte aus dem Grunde Abstand genommen werden, weil die hiezu erforderlichen hydrologischen und hydrotechnischen Grundlagen wie: genau Angaben über die Wasserführung des Soedanibaches, Teilpläne über die regulierte Fußstrecke, Ergebnisse hydrometrischer Erhebungen, Geschiebeproben u. s. w. ausleicht begreiflichen Gründen hier nicht vorlegen. Es wurde daher, um für alle Versuche eine einheitliche Vergleichsgrundlage zu schaffen, zum rein hydraulichen Modellversuch gegriffen, (ebene glatte Sohle, Buhnen- und Uferböschungen vertikal). Die Verwendung besonderer Buhnenformen erschien umso leichter entbehrlich, als Engels auf Grund seiner Modellversuche den Nachweis erbrachte, daß bei nicht überströmten Buhnen die Buhnenkörperform ohne wesentlichen Einfluß ist. Auf

diese Weise wurden alle störenden Nebenursachen ausgeschaltet, was bei Beurteilung der grundsätzlichen Erscheinungen von besonderem Wert ist. Ferner wurden der Einfachheit halber die Buhnen nicht gegenseitig an beiden Ufern, sondern nur am rechten Ufer vorgesehen.

Tabelle I.

Zusammenstellung der Versuchsanordnung der Versuchsreihen I bis XV (Buhnen)

Nummer der Versuchsreihe	Buhnenstellung	Buhnenentfernung e	Buhnenlänge l	b : l	l : e	Schematische Skizze
I	Senkrecht zur Flußrichtung	e = b = 35 cm	l = b = 35 cm	1 : 1	1 : 1	
II		e = 2b = 70 cm		1 : 1	1 : 2	
III		(e_1 = 2b = 70 cm) e_2 = 3b = 105 cm		1 : 1	1 : 3	
IV		e = 2b = 70 cm	l = b/2 = 17,5 cm	1 : 2	1 : 4	
V		(e_1 = 2b = 70 cm) e_2 = 3b = 105 cm		1 : 2	1 : 6	
VI bis X	70°	Wie bei Versuchsreihe I bis V				
XI bis XV	70°	Wie bei Versuchsreihe I bis V				

Um einen genauen Einblick in die Strömungserscheinungen zu erhalten, erstrecken sich die Untersuchungen auf die Festlegung der Strömungsrichtungen an der Oberfläche, an der Sohle und auf die Beurteilung der relativen Geschwindigkeitverteilung. Eine weitere Unterteilung der Versuchsreihen fand in der Weise statt, daß zur Beurteilung des Einflusses der Buhnenlängen auf die Strömungserscheinungen Versuche mit Buhnenlängen, die der ganzen und der halben Regel (N. W.)-breite gleich waren, zur Ausführung kamen. Das Verhältnis der Regelbreite zur Buhnenentfernung betrug $b : e = 1 : 1$, $1 : 2$ und $1 : 3$. Was die Stellung der Buhnen gegenüber der Strömungsrichtung anbelangt, so waren dieselben sowohl senkrecht zum Ufer angeordnet, als auch unter 70° stromaufwärts und unter demselben Winkel stromabwärts gerichtet. Auf diese Weise ergaben sich durch Kombination dieser verschiedenen Elemente die in der Tabelle I gekennzeichneten 15 Versuchsreihen (V.R.I—XV).

Art der Sichtbarmachung der Strömungserscheinungen.

Die Festlegung der Strömungsrichtungen in den verschiedenen Punkten der

Oberfläche erfolgte grundsätzlich in zweifacher Weise. Erstens mit Hilfe von "Wasserfahnen," die aus dünnen Drähten bestanden, an deren obere Enden weiße Zwirnfäden befestigt waren. Diese Fahnen wurden in gegenseitigen Abständen von 5 cm vertikal in den Gerinneboden gesteckt. Die Fäden befanden sich ummittelbar unterhalb des wasserspiegels. Infolge der, wenn auch nur geringen Trägheit dieser Fäden nahmen dieselben eine im allgemeinen der mittleren Strömungsrichtung entsprechende Lage ein. Die Festhaltung der in dieser Weise sichtbar gemachten Strömungsrichtungen erforgte auf photographischem Wege (Bilder im nachfolgenden mit a bezeichnet).

Die zweite Methode zur Festlegung der Strömungsrichtungen bestand in der Ueberstreuung der Wasseroberfläche mit Börlappsamen (Licopodium), wodurch die Wasserwalzen und Wirbelbildungen besonders deutlich zur Anschauung gebracht werden konnten. Auch in diesem Falle leistete die Lichtbildaufnahme gute Dienste, indem die Bilder den kontinuierlichen Verlauf der Wasserfäden unmittelbar wiedergeben. (Bildbezeinung: b). Hiezu muss jedoch bemerkt werden, daß infolge der ungeheuer geringen Masse der einzelnen staubfeinen Samenkörner diese den feinsten Wasserbewegungen folgen, somit die Aufnahmen Augenblicksbilder vorstellen. Aus diesem Grunde wurden dieselben jeweils wiederholt.

Zur Beurteilung der Strömungserscheinungen an der Sohle wurde sehr feiner Sand mittelst Sieben in gleichmäßigen dünnen Schichten in die Buhnenfelder eingestreut. Die im nachfolgenden mit c bezeichneten Lichtbilder zeigen den Zustand nach Verlauf einer halben Stunde.

Schließlich kamen in drei Fällen Papierschwimmer zur Anwendung. Aus den diesbezüglichen Daueraufnahmen (1/2~1 Sek.) können Schlüsse hinsichtlich der Geschwindigkeitsverteilung gezogen werden.

Versuchsdurchführung.

A) Hochwasserfreie Buhnen.

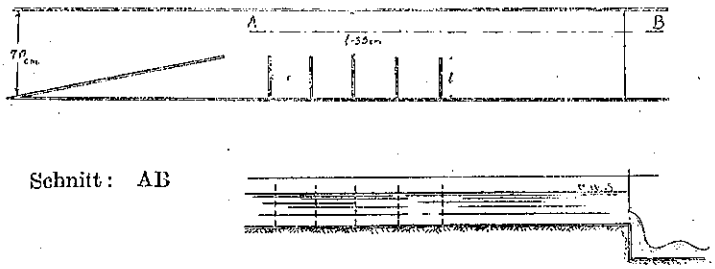
Beschreibung der Versuchsanordnung.

Die Versuche kamen in einer im hydraulischen Gerinne eingebauten Holzrinne von 70 cm Breite, 30 cm Tiefe und etwa $4\frac{1}{2}$ m Länge zur Ausführung. Die Einstellung des Wasserspiegels auf eine bestimmte Höhe erfolgte mittelst einer am unteren Ende angebrachten dreiteiligen Schütze. Die Buhnen

bestanden aus 35 cm langen, 20 cm hohen und ungefähr 1 cm starken Holztafeln, die am Ufer und Sohle wasserdicht angeschlossen waren. Die Regel (N. W.) breite b betrug 35 cm, sodaß die Streichlinie mit der Mittelachse der Holzrinne zusammen fiel. Um den störenden Einfluß des Zuflusses (plötzliche Einschnürung auf halbe Gerinnebreite) herabzumindern, wurde oberhalb der ersten Buhne mittelst eines an das rechte Ufer anschließenden, vertikalen hochwasserfreien Brettes ein allmählicher Uebergang geschaffen. (siehe Abb. 2)

Abb. 2.

Draufsicht



Schnitt: AB

Die sekundliche Wassermenge betrug bei allen Versuchsreihen 23 SL, die Wassertiefe 17 cm, woraus sich die mittlere Geschwindigkeit im freien Durchflußquerschnitt ($f=3.5 \cdot 1.7=5.95\ dm^2$) mit $V_{vm}=39\ ^{cm}/_s$ ergibt. Die Entfernung der Teilstriche des auf die Sohle eingezeichneten Rasters betrug 10 cm.

Beobachtungsergebnisse.

I. Strömungserscheinungen an der Oberfläche.

(1) Buhnenlänge gleich Regelbreite. ($l=b$)

a) Zur Strömungsrichtung senkrechte Buhnen.

Versuchsreihen I u. II.

Die Verhältnisse der Regelbreite b zu den Buhnenentfernungen e betragen 1 : 1 und 1 : 2. Dieselben Verhältnisse bestehen zwischen Buhnenlänge und Entfernung. Die Abbildungen I a, b, und II a, b zeigen schön ausgebildete, einheitliche Wasserwalzen. Während die Walze bei V. R. I kreisförmigen Grundriß aufweist, ist jene der V. R. II entsprechend der rechteckigen Form des Buhnenfeldes eliptisch ausgebildet. Die Mittelpunkte der Walzen fallen angenähert mit den Mittelpunkten der Buhnenfelder zusammen.

Versuchsreihe III.

Längenverhältnisse: $\left.\begin{matrix} b \\ l \end{matrix}\right\}: c = 1 : 3.$

Die Einheitlichkeit der Walze erfährt im Vergleich zu den Versuchsreihen I u. II eine zweifache Störung. Erstens bildet sich der Mittelpunkt der Walze zu einer in der Entfernung 1/2 vom Altufer, parallel zur Streichlinie gelegenen, mehr oder minder langen Wirbelkette aus und zweitens entsteht im oberen Teil des Buhnenfeldes ein mit Nebenwalzen erfüllter Raum, der angenähert die Form eines rechtwinkeligen Dreieckes aufweist (Abb. III a, b). Die Geschwindigkeiten in diesem Teile des Buhnenfeldes ist derart gering, daß derselbe nahezu als toter Raum angesprochen werden kann (Abb. III b).

b) Unter 70° stromaufwärts gerichtete Buhnen.

Versuchsreihen VI und VII.

Längenverhältnisse: $\left.\begin{matrix} b \\ l \end{matrix}\right\}: c = 1 : 1,$ bezw. $1 : 2.$

Diese bei den Versuchsreihen (Abb. VI a, b u. VII a, b) zeigen keine wesentlichen Unterschiede gegenüber den Verhältnissen bei senkrechten Buhnen. Bei der Versuchsreihe VII macht sich bereits eine gewisse Unruhe in den Strömungserscheinungen bemerkbar, die bei der Versuchsreihe VIII noch eine wesentliche Steigerung erfährt.

Versuchsreihe VIII.

Längenverhältnisse: $\left.\begin{matrix} b \\ l \end{matrix}\right\}: c = 1 : 3.$

Die bei V. R. III besprochene Wirbelkette (parallel zur Längsachse des Buhnenfeldes) tritt hier stark in Erscheinung, wodurch die Einheitlichkeit der Walze eine wesentliche Beeinträchtigung erfährt (Abb. VIII a, b). Ueberhaupt trägt diese Versuchsreihe alle Kenzeichnen großer Unruhe. Eine Folge davon ist, daß der tote Raum im stumpfen Winkel des Buhnenfeldes gegenüber jenem der Versuchsreihe III eine bedeutende Ermäßigung aufweist (Abb. VIII b). Einen schönen Vergleich in dieser Richtung bieten die Lichtbilder VIII c und III c, bei welchen die toten Räume durch eine gleichmäßige Sandablagerung im Gegensatz zu den Riffelbildungen des übrigen Teiles der Buhnenfelder gekennzeichnet sind.

c) Unter 70° stromabwärts gerichtete Buhnen.
Versuchsreihen XI u. XII.

Längenverhältnisse: $\left.\begin{matrix} b \\ l \end{matrix}\right\}: c = 1 : 1$, bezw. $1 : 2$.

Auch in diesen Fällen treten wie bei den Versuchsreihen I u. II, bezw. VI u. VII schön ausgebildete, einheitliche Wasserwalzen auf, jedoch mit dem Unterschied, daß sich in den spitzen Winkeln der Buhnenfelder aus leicht begreiflichen Gründen bereits Nebenwalzen bilden (Abb. XI a, b u. XII, a, b). Im übrigen gilt das bei den Versuchsreihen I, II, VI u. VII Gesagte. Die dunkeln, mit Bärlappsamen nicht bedeckten Flächen an der abwärtigen Buhnenseite V. R. XII rührt vom zeitweiligen aufquellen des Wassers an dieser Stelle her.

Versuchsreihe XIII.

Längenverhältnisse: $\left.\begin{matrix} b \\ l \end{matrix}\right\}: c = 1 : 3$.

Die Strömungserscheinungen in Abb. XIII b zeigen in diesem Falle einähnliches Bild wie bei senkrechten Buhnen (V. R. III). Die Wasserwalze erleidet keine so starken Störungen wie im gleichen Fall bei den aufwärts gerichteten Buhnen (V. R. VIII).

(2) Buhnenlänge gleich der 1/2 Regelbreite. ($l = b/2$)
Versuchsreihen IV, V, IX, X, XIV u. XV.

Aus Gründen des Vergleiches wurde im nachfolgenden die Regelbreite mit $b = 35$ cm wie bisher beibehalten. Es kommt daher das rechtsseitige Altufer um $b/2$ gleich 17.5 cm näher zum linken Ufer zu liegen, was gegenüber den früheren Modellen jeweils den Einbau einer zur Hauptströmungsrichtung parallelen Wand erforderlich machte.

Vergleicht man die Fälle, bei welchen die Buhnenlängen gleich der halben Regelbreite sind, mit jenen bei welchen diese Längen unter sonst gleichen Voraussetzungen der ganzen Regelbreite gleich kommen, also die Ergebnisse der Versuchsreihen IV, V, IX, X, XIV u. XV mit den entsprechenden Versuchsergebnissen der Reihen Nr. II, III, VII, VIII, XII u. XIII, so ergibt sich deutlich der große Einfluß der verschiedenen Buhnenlängen auf die allgemeinen Strömungserscheinungen. Ein sorgsamer Vergleich vor

angeführter Versuchsreihen läßt unzweideutig erkennen, daß die Strömungsrichtungen nicht so sehr vom Verhältnis der Regelbreite zur Buhnenentfernung, sondern in erster Linie vom Verhältnis der Längen der Buhnen zu deren gegenseitiger Entfernung maßgebend ist; und zwar kommt die Wirkung einer Verkürzung der Buhnenlänge hinsichtlich der Strömungserscheinungen unter sonst gleichen Voraussetzungen der Wirkung einer Vergrößerung der Buhnenentfernung gleich.

Dieses Resultat scheint im ersten Augenblick in Wiederspruch mit den Ergebnissen bezüglich der Verlandungserscheinungen zu stehen, da letztere nach der heute allgemein üblichen Anschauung hauptsächlich von dem Verhältnis der Regel-(N.W.)breite zur Buhnenentfernung abhängt, somit indirekt den Buhnenlängen nur ein untergeordneter Einfluß zugesprochen wird.

Die Aufklärung dieses scheinbaren Widerspruches kann vielleicht in folgender Weise gegeben werden. Die Wirkung der Verlandung hängt bekanntlich von den schleppkraftverhältnissen, bezw. von den Sohlengeschwindigkeiten ab. Die durch die Wirbelbildungen bedingten, zum Teil verhältnismäßig großen Geschwindigkeiten stehen allerdings einer günstigen Verlandung hinderlich entgegen. Da aber anderseits mit der Entstehung von Wirbeln naturgemäß Energieverzehrungen verbunden sind, die auf die Geschwindigkeiten ermäßigend wirken, so erscheint es begreiflich, daß diese Ermäßigungen jenes Maß erreichen können, welches eine Verlandung zustande kommen läßt. Es ist daher ganz gut denkbar, daß trotz der wesentlich unruhigeren Strömungen, die durch ein ungünstiges Verhältnis von Buhnenlänge zu deren Entfernung bedingt sind, sich dennoch gute Verlandungen einstellen können. Bei verhältnismäßig sehr kurzen Buhnen erfüllen die vom aufwärtigen Buhnenkopf sich ablösenden Wirbel fast das ganze Buhnenfeld und reichen oft auf dessen ganze Länge bis zum Altufer.

II. Strömungserscheinungen an der Sohle.

Die diesbezüglichen Untersuchungen beschäftigen sich nicht mit der Festlegung der Strömungsrichtungen, sondern mit der Beurteilung der Sohlengeschwindigkeiten. Von ersteren Untersuchungen wurde nicht nur aus Gründen der Zeitersparnis, sondern insbesondere deshalb Abstand genommen, weil kein Grund zur Annahme vorlag, daß die Strömungsrichtungen an der

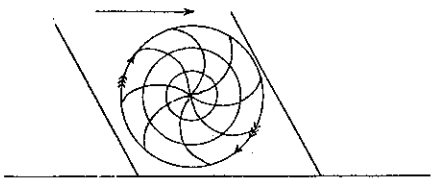
Sohle wesentlich andere, als an der Oberfläche sind. Die Richtigkeit dieser Annahme findet auch eine Bestätigung durch die Beobachtung einzelner, stichprobenweise verwendeter Tiefenschwimmer. Was die Sohlengeschwindigkeiten anbelangt, so ist man ohneweiters im Stande, aus der Form der Abschwemmungen des in die Buhnenfelder gleichmäßig eingestreuten Sandes, auf deren verhältnismäßige Größen zu schließen.

Vor allem ersieht man aus einem Vergleich der Lichtbilder I c bis III c, VI c bis VIII c und XI c bis XIII c den Einfluß der Buhnenentfernung bei gleichbleibender Regelbreite. Je größer die Entfernung ist, desto weiter landeinwärts reicht der Einfluß der Geschwindigkeit des freien Durchflußquerschnittes. Es sei jedoch hier besonders darauf hingewiesen, daß die flußseitige Begrenzung der Sandflächen keineswegs mit der Begrenzung der betreffenden Wasserwalzen im Buhnenfeld zusammenfällt, wie dies ja aus den verschiedenen Abbildungen b deutlich hervorgeht. Ferner läßt die Art und Weise, in welcher die Sandflächen nach halbstündigem Durchfluß verändert wurden indirekt Schlüsse auf die Strömungsvorgänge zu. Während, wie bereits früher angedeutet, in den Räumen mit ruhigen, verhältnismäßig wirbelfreien Strömungen, bezw. kleinen Geschwindigkeiten die Sandflächen in den Abbildungen c gleichmäßig weiße Töne zeigen, weisen die stark mit Wirbel erfüllten, bezw. größeren Geschwindigkeiten durchflossenen Teile der Buhnenfelder stark ausgebildete Riffelbildungen auf (Abb. VIII c).

Bei dieser Gelegenheit sei auf eine, wenn auch minder wichtige, so doch nicht uninteresante Erscheinung aufmerksam gemacht, von welcher unter anderem Forchheimer in seinem Aufsatz über "Geschiebebewegung in Flüssen" (Zeitschrift für Bauwesen, Heft 7–9, 1923) berichtet. An dieser Stelle heißt es, daß in einem Gerinne von rechteckigem Querschnitt die die Sohle quer durchsetzenden Sandbänke an den seitenwänden stromaufwärts gebogen sind und führt diese Erscheinung auf die dort herrschenden geringeren Schleppkräfte zurück. Betrachtet man die Abbildungen III c, VI c, VII c oder XIII c, so kann man ohne Schwierigkeit eine ähnliche Erscheinung beobachten. Die Riffel stehen senkrecht zur Strömungsrichtung und zeigen deutlich die stromaufwärts gebogenen Enden. Beispielsweise stellen die Strömungsrichtungen bei den Versuchsreihen I, VI und XI angenähert konzentrische Kreise dar, sodaß die auf die Strömungsrichtungen senkrecht stehenden, mit ihren Enden stromaufwärts gebogenen Sandablagerungen, die in Abbildung 3 sche-

matisch wiedergegebene Form aufweisen müssen. Diese können unschwer den eben angeführten Lichtbildern wenigstens stückweise entnommen werden.

Abb. 3.



Wie bereits früher erwähnt, kann aus der Stärke der Sandabspülungen ein Schluß auf die verhältnismäßigen Größen der in den Buhnenfeldern auftretenden Sohlengeschwindigkeiten gezogen werden. Aus sämtlichen Abbildungen c ergibt sich übereinstimmend, daß die größte Geschwindigkeit naturgemäß in erster Linie entlang der Streichlinie, in zweiter Linie aber an den stromaufwärts gelegenen Buhnenseiten auftreten. Einen ziemlich Übereinstimmenden Verlauf zeigen die Oberflächengeschwindigkeiten, wie aus den Abbildungen 4, 5 u. 6 (Belichtungsdauer 1 bis 1/2 Sekunde) zu entnehmen ist.

Die weißen Linien stellen die während der Belichtungsdauer zurückgelegten Wege von oberflächenschwimmern dar. Die Mittelpunkte der Walzen, in welchen kleine Geschwindigkeiten auftreten, sind durch kurze mehr oder weniger spiralige Linien (Abb. 4) gekennzeichnet. Eine besonders gute Beurteilung der Oberflächengeschwindigkeiten an den verschiedenen Stellen der Wasserwalze läßt die Abbildung 4 und in noch erhöhtem Maße Abbildung 6 zu. Die zwischen dem linken Ufer und der Streichlinie gelegenen weißen Striche stellen vergleichsweise die Oberflächengeschwindigkeiten im freihen Durchflußprofil dar.

Schließlich sei noch auf einen Umstand hingewisen, der einer näheren Erklärung bedarf. Die Form der Sandfläche des abwärtigen Buhnenfeldes bei Versuchsreihen II (Abb. II c) könnte zu dem falschen Schluß Anlaß geben, daß die Geschwindigkeit im stromaufwärtigen, flußseitigen Teil des Buhnenfeldes eine verhältnismäßige geringe war, weil dort starke Sandablagerungen zu beobachten sind. Die auffallende Form dieser Sandablagerungen erklärt sich vielmehr damit, daß der unmittelbar unterhalb der Buhnenköpfe infolge der an diesen Stellen herrschenden größeren Geschwindigkeiten verhältnismäßig reichlich abgeschwemmte Sand nicht sofort in demselblen Maße weiter transportiert werden kann. Es bildet sich daher bald nach Beginn des Versuches nächst der abwärtigen flußseitigen Ecke des Buhnenfeldes vorerst eine Auflandung, wie sie auch Engels bei seinen (früher angeführten) Versuchen beobachtete. Infolgedessen zeigen sich an den wasserseitigen Begrenzungen

der Sandflächen zumeist schwache Wallbildungen. Da es sich aber im vorliegenden Fall nicht um eine sandige (bewegliche) Sohle, sondern um eine feste, nur ganz dünn mit Sand bestreute handerte, wurde normalerweise die Sandablagerung während des weiteren Verlaufes des Versuches wieder abgeschwemmt, sodaß die eben besprochene auffallende Form der Sandablagerung nur eine Uebergangsform darstellt. Die Ursache, daß diese Uebergangsform im unteren Buhnenfeld der Versuchsreihe II selbst nach halbstündiger durchflußdauer noch bestand, dürfte in einer unbeabsichtigten, allzu starken Sandeinstreuung gelegen sein. In besonders augenfälliger Weise sieht man die Entwicklung der Form der endgiltigen Sandfläche bei Versuchsreihe I (Abb. I c). Indemselben Maß, als der von den aufwärtigen Buhnenfeldern abgetriebene Sand sich in den abwärts gelegenen ansetzte, ging die Ausbildung der Sandflächen langsamer vor sich. Es stellt sozusagen das unterste Buhnenfeld den Anfangs, das oberste Feld den Endzustand dar.

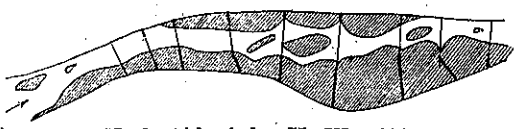
B) Sohlschwellen mit anschließenden hochwasserfreihen Buhnen. Verhältnisse am Soedanibach.

Die folgenden Versuchsreihen wurden mit besonderer Rücksichtnahme auf die Verhältnisse am Soedanibach (Ebaramura, Mimagun, Tokuschimaken) durchgeführt, an welchem ebenfalls Sohlschwellen mit daran anschließenden hochwasserfreihen Buhnen Verwendung fanden. Bevor auf diese Versuche näher eingegangen wird, sollen vorher ganz kurz die Verhältnisse in der Nature an dem genannten Wasserlauf besprochen werden.

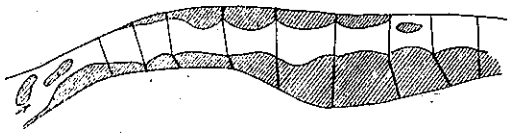
Wie bereits eingangserwähnt, zeichnet sich der Soedanibach besonders durch eine äußerst schwankende Wasserführung (bis zu 600 m^3/Sec bei Hochwasser) und eine sehr starke Geschiebeführung aus. Die Größe der mittleren Geschiebestücke beträgt 20 bis 25 cm, doch kommen auch Blöcke bis zu 1 m^3 vereinzelt vor. Die dem Regulierungsprojekt zu Grunde gelegte Regelbreite (Entfernung der beiden Streichlinien) beträgt rund 180 m, die größte Bereite zwischen den Altufern etwa 300 m. Das Längenprofil weist nach den vorliegenden Plänen ein Gefälle von rund 13 ‰ ($=J_m$) auf. Ueber die Lage der Regulierungsbauten gibt nachfolgende Abbildung 7 näheren Aufschluß.

Das obere Bild zeigt eine Niederwasseraufnahme nach Ablauf des Hochwassers vom Jahre 1918, das untere eine solche nach dem Hochwasser v. J. 1921. Die Begrenzungslinien bei Hochwasser sind den Plänen nicht zu

Abb. 7.
Nach Ablauf des H. W. 1918



Nach Ablauf des H. W. 1921



entnehmen, doch reichen dieselben weit in die Buhnenfelder hinein.

Um sich über den Fließzustand des Soedanibaches bei Hochwasser ein beiläufiges Bild zu machen, seien nachstehende Betrachtungen angestellt.

Die Wassermenge Q ..... 600 m³/S
die mittlere Profilgeschwindigkeit. ..... $V_m = 4$ m/S
die mittl. Profiltiefe ..... $t_m = 1$ m.

Die Grenzgeschwindigkeit, bei welcher das Wasser vom Zustande des Strömens in jenen des Schießens übergeht berechnet sich mit:

$$V = \sqrt{g.t_m} = \sqrt{9.81 \cdot 1.00} = 3.13 \text{ m/S}$$

$V_m > V_{gr}$ ..... daher Wasser "schießend".

Die Grenztiefe ermittelt sich mit:

$$t_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2.g}} = \sqrt[3]{\frac{600^2}{180^2 \cdot 9.81}} = 1.10 \text{ m.}$$

$t_m < t_{gr}$ ..... daher Wasser "schießend".

Unter der Annahme einer Rauhigkeitsziffer nach Ganguillet-Kutter von $n = 0.035$ (grober Schotter) berechnet sich der Koeffizent k in der Formel

$$V = k\sqrt{R.J} \qquad \text{mit} \ldots\ldots k = 30.$$

Das Grenzgefälle (Uebergang vom Strömen zum Schießen) ermittelt sich mit

$$J_{gr} = \frac{g}{k^2} = \frac{9.81}{30.0^2} = 11‰$$

$J_m > J_{gr}$ ..... daher Wasser "Schießend".

Auf Grund vorstehender Betrachtungen kann somit angenommen werden, daß sich am Soedanibach bei Hochwasser der Fließzustand des Schießens einstellt. Es ist jedoch zu bemerken, daß der sogenannte Grenzzustand nicht wesentlich überschritten zu sein scheint.

Beschreibung der Versuchsanordnung.

Da die im Abschnitt A (Buhnen) besprochenen Versuche hinsichtlich der Strömungserscheinungen keinen wesentlichen Unterschied in der Richtung

ergeben haben, je nach dem ob es sich um senkrechte, oder stromauf-, bezw. abwärts gerichtete Regulierungsbauten handelt, wurden den nachfolgenden Versuchsreihen nur senkrecht an das rechte Ufer anschließende Buhnen in Verbindung mit Sohlschwellen zu Grunde gelegt. Hinsichtlich Buhnenentfernungen und Längen wurde dieselbe Einteilung wie früher beibehalten, sodaß sich die in Tabelle II näher gekennzeichneten Versuchsreihen ergaben.

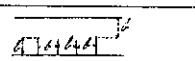
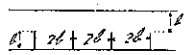
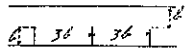
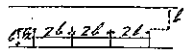
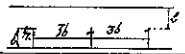
Zur Sichtbarmachung der Strömungserscheinungen wurden diesesmal Bärlappsamen, feinster Sand und Papierschwimmer verwendet. Die bezüglichen Abbildungen erhalten dementsprechend die näheren Bezeichnungen b, c, bezw. d. Von der Verwendung von Wasserfahnen wurde aus Gründen der Zeitersparnis Abstand genommen.

Beschreibung des Versuchsmodelles.

Die Regelbreite wurde wie bei den früheren versuchen mit $b = 35$ cm beibehalten. Die Stufenhöhe der Sohlschwellen betrug 5 cm die verwendete Wassermenge 3 SL. Die Buhnen, sowie die ein Gefälle von rund 5 ‰ aufweisenden Flußsohlen bestanden wieder aus gehobelten Holzbrettern. Bei den Versuchsreihen I, II u. IV kamen 3, bei den Versuchsreihen III und V bloß 2 Buhnenfelder zur Darstellung. Um beim Absturz über die einzelnen Sohlschwellen einen tunlichst angeschmiegten Strahl zu erzielen, erhielten die Stufen eine Böschung von 1 : 1 (siehe Abb. 8).

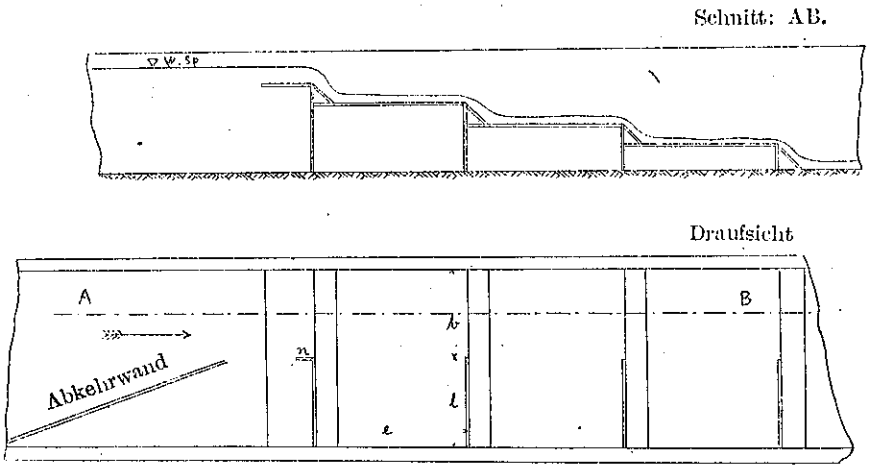
Tabelle II

Zusammenstellung der Versuchsanordnung
der Versuchsreihen XVI bis XX (Schlschwellen mit anschl Buhnen)

Nummer der Versuchsreihe	Buhnenentfernung e	Buhnenlänge l	b : l	l : e	Schematische Skizze
XVI	e = b = 35 cm	l = b = 35 cm	1 : 1	1 : 1	
XVII	e = 2b = 70 cm		1 : 1	1 : 2	
XVIII	e = 3b = 105 cm		1 : 1	1 : 3	
XIX	e = 2b = 70 cm	l = b/2 = 17,5 cm	1 : 2	1 : 4	
XX	e = 3b = 105 cm		1 : 2	1 : 6	

Zur Beseitigung unerwünschter Strömungstörungen oberhalb der ersten Buhne wurde außer der Abkehrwand noch ein kurzer, aufwärts gerichteter Buhnenhaken n bei sämtlichen Versuchsreihen mit Ausnahme der V. R. XVIII an den Kopf der ersten Buhne angeschlossen.

Abb. 8.



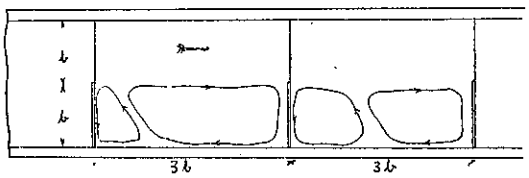
Beobachtungsergebnisse.

Strömungsrichtungen.

Infolge des schießenden Fließzustandes wiesen die Wassergeschwindigkeiten wesentlich größere Werte auf gegenüber jenen im Abschnitt A. Außerdem waren sie bei einer und derselben Versuchsreihe in den einzelnen Buhnenfeldern nicht gleich groß, was auf den Einfluß der Ankunfsgeschwindigkeit des Wassers oberhalb der einzelnen Stufen zurückzuführen ist. Da die Zuflussgeschwindigkeit oberhalb der ersten Stufen nur eine verhältnismäßig geringe war, trat naturgemäß im ersten Buhnenfeld im Vergleich zu den abwärts anschließenden die kleinste Geschwindigkeit auf. Insbesondere war der Unterschied der mittleren Profilgeschwindigkeiten im ersten und zweiten Buhnenfeld in allen Fällen wesentlich größer, als der in den flußabwärts folgenden. Hieraus erklärt sich auch, das verschiedene Verhalten der Strömungserscheinungen bei derselben Versuchsreihe im ersten und in den nachfolgenden Buhnenfeldern. Die Betrachtung der Lichtbilder gestattet somit auch eine vergleichsweise Beurteilung des Einflusses der verschiedenen Geschwindigkeiten im freie Durchflußprofil.

Ein Vergleich der beiden Versuchen des Abschnittes A gewonnenen Bilder (V.R. I–XV) mit den folgenden (V.R. XVI–XX) zeigt ein grundsätzlich gleiches Verhalten der Strömungserscheinungen in beiden Fällen. Die Versuchsreihen XVI und XVII ($l : e = 1 : 1$, bezw. $1 : 2$, Abb. XVI b u. XVII b) lassen wie im Abschnitt A schön ausgebildete, einheitliche Walzen erkennen. Bei der Versuchereihe XVIII ($l : e = 1 : 3$) tritt eine Störung bereits insoweit ein, als sich eine zweite, nicht unwesentliche Nebenwalze im oberen Teil des Buhnenfeldes ausbildete. Der Sinn der Strömungsrichtungen ist der Abb. 9 zu entnehmen.

Abb. 9.



Die Versuchsreihen XIX und XX, bei welchen die Buhnenlängen nur der halben Regelbreite gleichkommen ($l : e = 1 : 4$, bezw. $1 : 6$) zeigen die typischen Bilder der das schmale Buhnenfeld durchsetzenden Wirbel und Wirbelketten.

Geschwindigkeiten.

Hinsichtlich der Beurteilung der Geschwindigkeit muß zur Vermeidung von Irrtümern vor allem der grundsätzliche Unterschied zwischen den Verhältnissen der Versuchsreihen des Abschnittes A gegenüber jenen des Abschnittes B hervorgehoben werden. Infolge der bei den Versuchsreihen XVI bis XX herrschenden, wesentlich größeren Geschwindigkeiten (schießendes Wasser) und kleineren Tiefen ist auch der Unterschied zwischen den Geschwindigkeiten im freien Durchflußquerschnittund jenen in den Buhnenfeldern ein wesentlich größerer, als bei den Versuchsreihen des Abschnittes A (Wasser strömend). Es ist daher ein Vergleich der Abb. c des Abschnittes B mit den Lichtbildern c des Abschnittes A ohneweiters nicht zülässig. Die Abb. c (feiner Sand eingestreut) des Abschnittes B sollen vielmehr nur einem Vergleich zwischen den Ergebnissen der Versuchsreihen innerhalb dieses Abschnittes dienen. Im Allgemeinen läßt sich auch hier der Einfluß der Buhnenentfernungen auf die Größe der Geschwindigkeit im flußseitigen Teil des Buhnenfeldes aus den Auswaschungen der Sandflächen verfolgen. Mit zunehmender Buhnenentfernung rückt auch hier die flußseitige Begrenzung der Sandflächen immer mehr landeinwärts. In den Abb. XVIII b und XX b tritt besonders deutlich der Unterschied zwischen den Strömungserscheinungen im ersten und zweiten

Buhnenfeld infolge der früher erwähnten Geschwindigkeitszunahme zutage. Schließlich sei erwähnt, daß bei der Versuchsreihe XVI die Entfernung der Sohlschwellen im Verhältnis zur Stufenhöhe eine unverhältnismäßig geringe war, sodaß die Abbildung XVI c für Vergleichszwecke nicht geeignet ist.

Die Lichtbildaufnahmen der Papierschwimmer (Belichtungsdauer ungefähr eine 1 Sekunde) geben ein äußerst anschauliches Bild über die Geschwindigkeitsverteilung in den Buhnenfeldern.

Einbau eines Hindernisses (Schotterbank) in die freie Flussstrecke.

(V.R. XVII′ u. XVIII′)

Den bisherigen Versuchen wurden aus den eingangs angeführten Gründen sowohl vertikale Ufer und Buhnenböschungen, als auch vollkommen ebene Sohlen zu Grunde gelegt. Wenngleich solche verhältnisse in der Natur selbstverständlich nie auftreten, so ist dieser Weg gewiß geeignet, die grundsäzliche Abhängigkeit der Strömungserscheinungen von verschiedenen Umständen (Verhältnis zwischen Regelbreite, Buhnenlänge und Entfernung) bei Ausschaltung aller störenden Nebenursachen in einwandfreier Weise festzustellen. Nur dieses kann der Zweck der hier gestellten Aufgabe sein, da ja jeder in der Natur vorkommende Fall bei der vielfachen Mannigfaltigkeit hinsichtlich Lage des Flußlaufes, Stromstriches, der Querprofilsformen, Geschiebekorngrößen u.s.w. einen Sonderfall darstellt.

Nichtsdestoweniger schien es mit Rücksicht auf die beim Soedanibach vorliegenden Verhältnisse angezeigt, den Einfluß eines die Hauptströmungsrichtung, (Stromsricht) stark beeinflußenden Hindernisses zu untersuchen. Ob die Ablenkung der Wasserfäden aus der normalen Flußrichtung hiebei durch eine inselartige Auflandung der Sohle in der Mitte des Flusses (siehe Abb. 7) oder durch eine unmittelbar an das Ufer anschließende Anlandung (Abb. 7) erfolgt, ist naturgemäß für die Beurteilung der Wirkung nur von untergeordneter Bedeutung. Bei den Versuchen der Reihen XVII′und XVIII′ wurde das Hindernis in Form einer Insel aus groben Donaugeschiebeszücken nachgebildet.

Vergleicht man die Abbildungen der Reihe XVII mit jenen von XVII′ und die Ergebnisse der Versuchsreihe XVIII mit jenen von XVIII′ so sieht man die Wirkung augenfällig. Die (mäßig überströmte) Schotterbank bewirkt inbeiden Fällen eine starke Ablenkung der Wassermassen insbesonders in die

Buhnenfelder hinein, sodaß diese mit verhältnißmäßig großer Geschwindigkeit wie von einem eignen Flußarm durchströmt werden (Abb. XVII′ C und XVIII′ c). Dieser Arm kann unter Umständen bis zum Altufer reichen und dieses gefährden (3. Feld der V.R. XVII′ und beide Buhnenfelder der V.R. XVIII′). In allen Fällen war jedoch eine starke, gegen die Flußmitte gerichtete Strömung an den stromaufwärtigen Buhnenseiten zu beobachten. Ueber die relativen Größen der Geschwindigkeiten insbesonders entlang des Altufers und der aufwärtigen Buhnenseite gibt Abb. XVIII′ d näher Aufschluß. Ganz analoge Strömungserscheinungen treten auch in der Natur am Soedanibach bei Hochwasser auf.

Abwehrmassnahmen gegen die Folgeerscheinungen des Hindernisses. (V.R. XVII″ u. XVIII″)

Die Maßnahmen, welche zur Abwehr dieser unliebsamen Strömungen in den Buhnenfeldern, bezw. zur Beseitigung eines stärkeren Angriffes der aufwärtigen Buhnenseiten zu treffen sind, ergeben sich auf Grund des Modellversuches von selbst. Werden die Wassermassen durch örtlich richtig angelegte Regulierungsbauten am Einströmen in die Buhnenfelder verhindert, so ist hiemit auch die Ursache des starken Angriffes der aufwärtigen Buhnenböschungen beseitigt. Gleichzeitig findet auch ein wirksamer Angriff auf das Hindernis (Schotterbank) statt. Es braucht hier wohle nicht besonders hervorgehoben zu werden, daß diese Bauten besonders gut ausgeführt sein müssen. In den Versuchsreihen XVII″ und VIII″ wurde dieses Einströmen durch den Einbau verhältnismäßig kurzer, nicht überströmter Längswerke verhindert, wodurch sich die alten Strömungsverhältnisse nahezu vollkommen wiederherstellen (vergl. die Abb. XVII b, c und XVII″ b, c, ferner XVIII b, c und XVIII″ b, c).

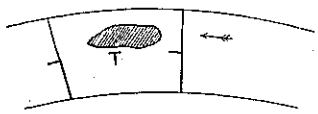
Selbstverständlich wird man in der Natur aus rein bautechnischen Gründen diese Längswerke nicht isoliert aufstellen, sondern sie an bestehende (wie im 3. Feld der V.R. XVII″) oder neu herzustellende Zwischenbuhnen anschließen. Die isolierte Lage der Längswerke wurde bei den Modellversuchen nur deshalb gewählt, um die grundsätzliche Wirkungsweise derselben noch deutlicher vor Augen zu führen.

Anwendung der gewonnenen Versuchsergebnisse auf die Regulierung des Soedanibaches.

Werden die auf Grund der durchgeführten Versuche gewonnenen Ergebnisse auf den speziellen Fall der Soedanibachregulierung angewendet, so ergeben sich nachstehende Folgerungen:

Die Ursache der die aufwärtigen Buhnenböschungen gefährdenden Querströmungen ist in den gewaltigen Schotterablagerungen insbesondere in Flußmitte, die den Stromstrich teilweise in die Buhnenfelder hinein ablenken, zu suchen. Diese Querströmungen können beseitigt werden entweder durch die Errichtung von stromabwärts an die bestehenden Buhnen anschließenden Längs werken, oder durch die Neuherstellung von Zwischenbuhnen mit hackenförmigen Ansätzen an die Buhnenköpfe. Mit Rücksicht auf die verhältnismäßig großen Buhnenentfernungen scheint der letztere Weg der empfehlenswertere zu sein. Schließlich besteht noch die Möglichkeit, der Errichtung verhältnismäßig kleiner T förmiger Abwehrbauten (siehe Abb. 10).

Abb. 10.

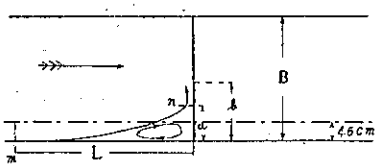


Die Entscheidung der Frage, welcher von den angeführten Maßnahmen im vorliegenden Fall der Vorrang einzuräumen ist, hängt von den örtlichen Verhältnissen ab, die sich naturgemäß der h.o. Beurteilung entziehen.

C) Strömungserscheinungen oberhalb einer selbstständigen (isolierten), nicht überströmten Buhne.

Ueber besondere Anregung wurden noch Versuche über Strömungserscheinungen an einer selbstständigen, nicht überströmten Buhne durchgeführt, welche den Zweck verfolgen, von mir aufgestellte, theoretische Ableitungen im Wege des Modellversuches zu überprüfen, bezw. durch die Versuchsergebnisse zu ergänzen.

Abb. 11.



Hiebei kam es in erster Linie auf die Bestimmung der Lage des Punktes n, in welcher eine Teilung der Wasserfäden flußein- und auswärts erfolgt sowie der Gefällsverhältnisse an. (siehe Abb. 11)

Versuchsanordnung.

Es handelte sich bei den Versuchen um eine Reihe von Einzeluntersuchungen, welche bei verschiedener Wassermenge und bei verschiedenen Buhnenbreiten vorgenommen wurden. Die gesamte Gerinnebreite war wie bei den vorhergehenden Versuchen $b=70$ cm. Die Längen der verwendeten Buhnen betrugen $l=53$, 35, 18, 9.5 und 5.5 cm. Um einen Einblick in die Strömungsverhältnisse bei verschiedenen Geschwindigkeiten zu erhalten, wurden die Versuche bei Wassermengen von $Q=3$, 8 und 15 l/s durchgeführt. Das Sohlengefälle betrug in der Versuchsstrecke oberhalb der Buhne $J=4‰$. Die Rauhigkeit war dieselbe wie bei gehobeltem Holz. Das Wasser befand sich bei nicht eingebauter Buhne im Zustande des Schießens.

Beobachtungsergebnisse.

Nach Eintritt des Beharrungszustandes wurden jeweils die Entfernungen a und L gemessen. Die Wassertiefen wurden durch eine Spitze, mit der die Oberfläche abgetaste wurde und welche durch eine Mikrometerschraube bewegt wurde, gemessen. Ebenso zugleich die darunter gelegene Sohlenhöhe, diese ist in der Rubrik 2 (siehe Tabelle III) eingetragen. Die Differenz der beiden Werte liefert die in der Tabelle als Wassertiefe angegebene Zahl. Noch die Festlegung der Wasserspiegelhöhen erfolgte entlang des rechten Ufers in einer Entfernung von 46 cm.

Hinsichtlich der Lage des Punktes n ist hervorzuheben, daß dieselbe kleineren oder größeren Schwankungen entlang der Buhne unterworfen war. Die erhobenen Längen a stellen daher nur Mittelwerte dar, die mit gewissen unvermeidlichen Beobachtungsfehlern behaftet sind.

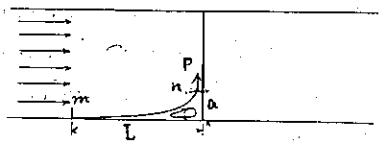
Die Strömungserscheinungen lassen sich in folgende zwei kennzeichnende Fälle trennen:

1.) Kleine Wassermengen, bezw. Geschwindigkeiten ($Q=3\ l/s$).

Der Verlauf der Strömungslinien ist in Abb. 12 schematisch niedergelegt.

Die in Punkt m an das rechte Ufer sich assymtotisch anschließende Trennungslinie zeigt von m bis n einen verhältnismäßig schwach gekrümmten Verlauf, um bei n plötzlich in die Richtung parallel zur Längsachse der Buhne umzubiegen. In dem Raum zwischen dem rechten Ufer und

Abb. 12.



der Linie *mn* bildet sich eine verhältnismäßig ruhige, einheitliche Wasserwalze aus.

2.) Größere Wassermengen, bezw. Geschwindigkeiten ($Q=8$ u. $15\,l/s$).

Das Kennzeichnende dieses Falles liegt im Auftreten einer Walze mit horizontaler, parallel zur Längsrichtung der Buhne liegender Achse, die an der Oberfläche ein verhältnismäßig starkens Rückströmen verursacht. Die Einheitlichkeit der früher besprochenen Walze zwischen dem Altufer und der Linie *mn* ist durch das Auftreten von Wirbelbildungen stark beeinträchtigt.

Die bezüglichen Ergebnisse sind in der Tabelle III übersichtlich zusammengestellt.

Tabelle III

Zusammenstellung der Wassertiefen in mm.

Nummer		A			B			C			D			E		
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV
Entfernung oberhalb der Buhne	Höhenlage der Sohle	Buhnenlänge l in cm														
		53			35			18			9.5			5.5		
		Sekundliche Wassermenge in l														
in cm	in mm	3	8	15	3	8	15	3	8	15	3	8	15	3	8	15
10	863	55	96	144	26	58	90	22	42	61	16	29	42			
30	864	53	95	142	25	56	88	16	40	59	13	27	39			
50	865	52	93	141	22	55	87	15	38	58	11	27	25			
70	865	52	93	141	23	55	87	15	38	57	10	26	25			
110	867	50	91	138	20	53	84	13	31	53	11	20	29			

Zusammenstellung der Werte a und L.

a cm	15.5	12.5	15	18	18.5	17.5	12	10	10	8	6.5	6.5	4.5	4.5	4.5
L cm	31	22.5	26	27	29.5	20	31	21÷32	27.5	15	38	25			

Kurze Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

1.) Die durchgeführten Modellversuche haben bei Ausschaltung aller störenden Nebenursachen ergeben, daß die Strömungserscheinungen in den Buhenfeldern in erster Linie von dem Verhältnis der Längen zu den Entfernungen der Buhnen abhängen. Der Einfluß des Verhältnisses der Regel-(Niederwasser)breite zur Buhnenentfernung, das bei den Verlandungserscheinungen eine wichtige Rolle spielt, ist eine untergeordneter. Dies gilt sowohl für senkrechte, als für aufwärts oder abwärts gerichtete Buhnen und auch für Buhnen in Verbindung mit Sohlschwellen.

2.) Jene Punkte an den flußaufwärtigen Buhnenseiten, in welchen eine Teilung der Wasserfäden flußein-, bezw. auswärts erfolgt, war bei allen Versuchen in unmittelbarster Nähe der Buhnenköpfe gelegen.

3.) Das starke Einströmen des Hochwassers in die Buhnenfelder beim regulierten Soedanibach, das eine Gefährdung der aufwärtigen Buhnenböschungen insbesondere in der Nähe der Buhnenköpfe zur Folge hat, ist auf die starken Schotterablagerungen in Flußmitte zurückzuführen.

4.) Diese gefährlichen Buhnenangriffe lassen sich durch die Errichtung entsprechend situierter Regulierungsbauten (abwärts gerichtete Haken an den bestehenden Buhnen oder einziehen neuer Buhnen mit hakenförmigen Ansätzen), welche das Einströmen der Wassermassen in die Buhnenfelder verhindern, wesentlich herabmindern.

5. Die Versuche über die Strömungserscheinungen an selbstständigen (isolierten), nicht überstromten Buhnen haben ergeben, daß die Lage des früher erwähnten Punktes, an der aufwärtigen Buhnenseite, in welchem eine Teilung der Wasserfäden flußein-, bezw. auswärts erfolgt, in einem ganz bestimmten Verhältnis zur Buhnenlänge steht. Bezeichnet man die Entfernung dieses Punktes vom benachbarten Ufer mit a, so ergibt sich, daß bei gleichbleibender Gerinnebreite diese Entfernung mit zunehmender Buhnenlänge von Null bis zu einem bestimmten Gröstwert anwächst. Dieser tritt dann auf, wenn die Buhnenlänge gleich der halben gerinnebreite ist. Bei weiterer Zunahme der Buhnenlänge nimmt die Entfernung a des erwähnten Punktes vom benachbarten Ufer wieder ab, um schließlich bei nahezu vollkommen abgeschnürtem Profil dem Wert Null zuzustreben. Der Verlauf der Zu-, bezw. Abnahme der Entfernung a mit zunehmender Buhnenlänge entspricht mit großer Annäherung einem parabolischem Gesetz.

Tafel I

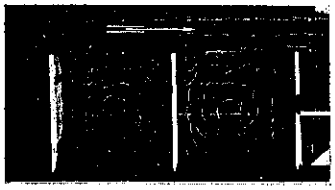
Versuche über Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern

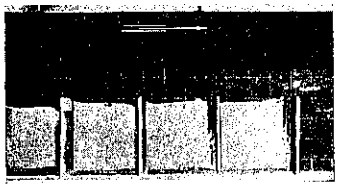
V.R.

Buhnenstellung 90°

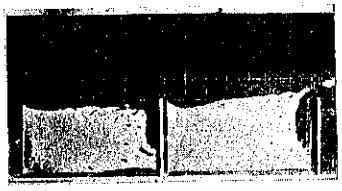
a) **Wasserfahnen** b) **Bärlappsamen** c) **Feiner Sand**

I — I, $l=b$, $e=b$

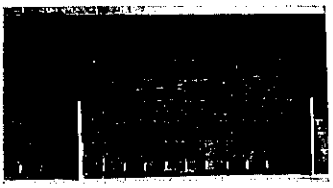


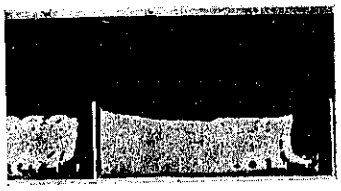


II — II, $l=b$, $e=2b$

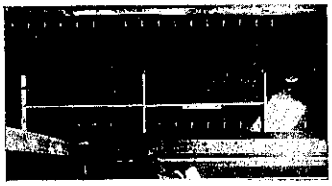


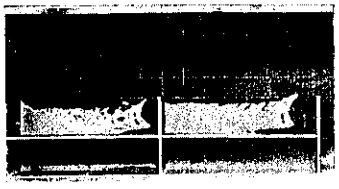
III — III, $l=b$, $e=3b$



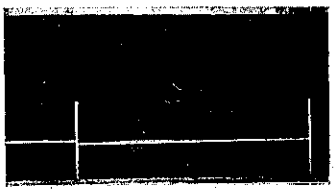
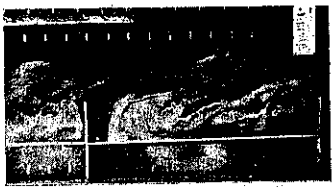
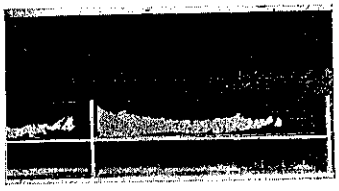


IV — IV, $l=\frac{b}{2}$, $e=2b$





V — V, $l=\frac{b}{2}$, $e=3b$

Regelbreite : b

Buhnenlänge : l

Buhnenentfernung : e

(土木學會誌第十三卷第四號所載)

Tafel II

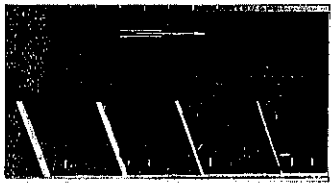
Versuche über Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern

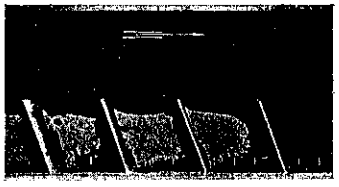
V.R.

Buhnenstellung 70°

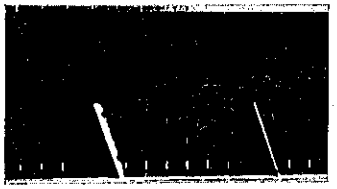
a) Wasserfahnen | b) Bärlappsamen | c) Feiner Sand

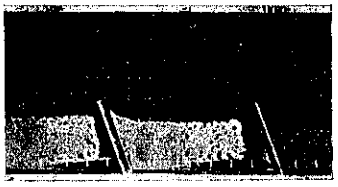
VI — I — $l=b$, $e=b$



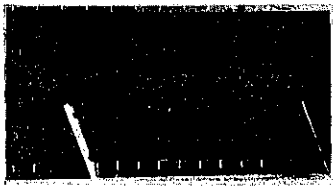


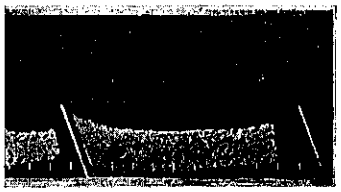
VII — II — $l=b$, $e=2b$



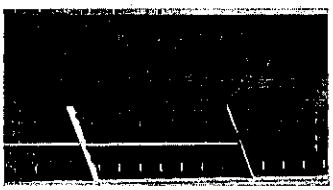


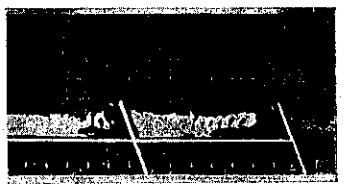
VIII — III — $l=b$, $e=3b$



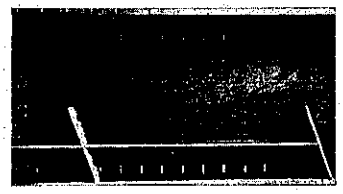


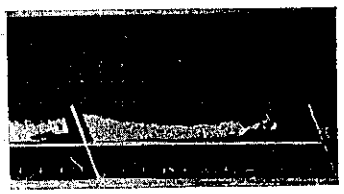
IX — IV — $l=\frac{b}{2}$, $e=2b$





X — V — $l=\frac{b}{2}$, $e=3b$





Regelbreite : b

Buhnenlänge : l

Buhnenentfernung : e

Tafel III

Versuche über Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern

V.R.

Buhnenstellung 70°

a) **Wasserfahnen** b) **Bärlappsamen** c) **Feiner Sand**

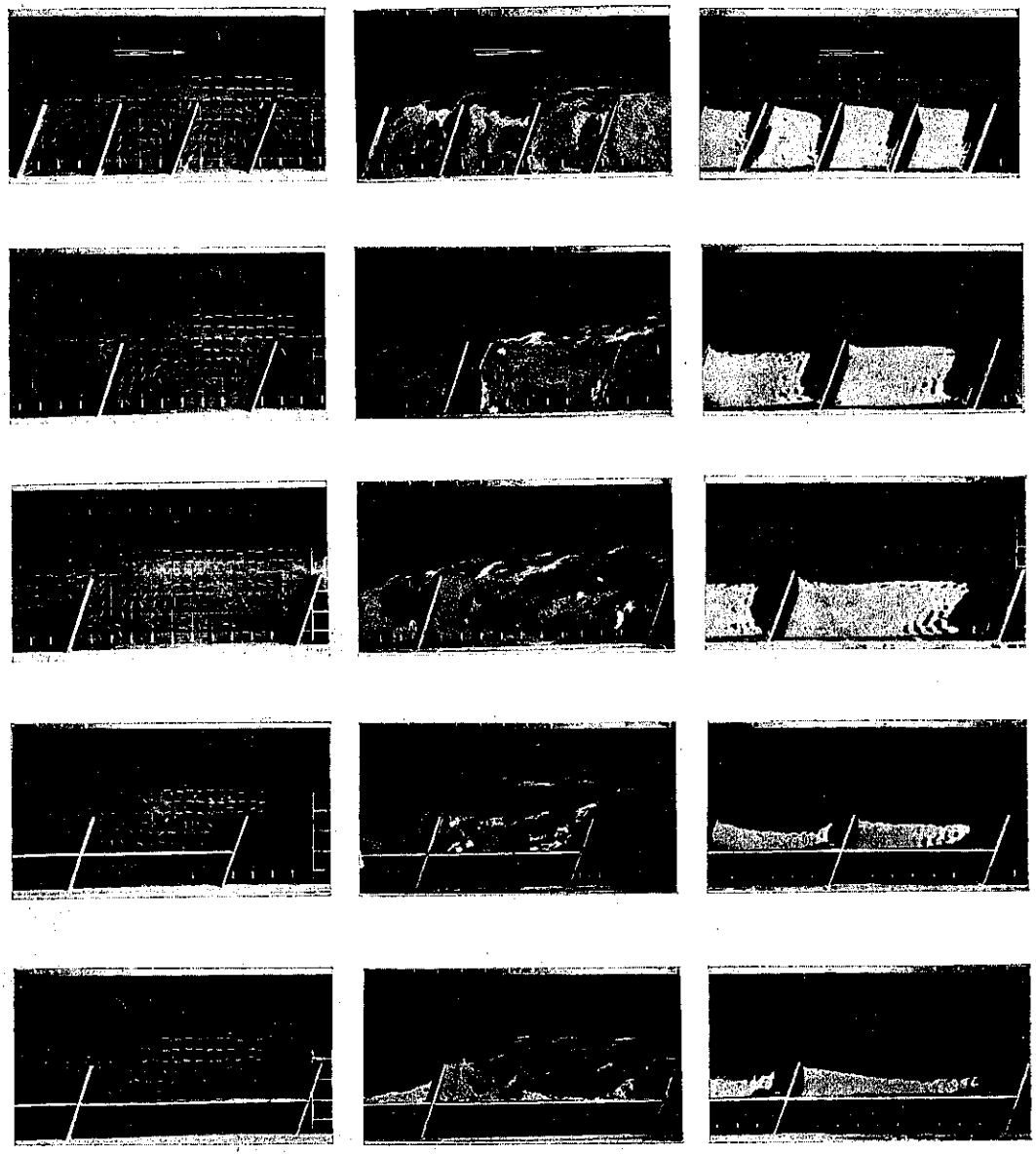
XI I $l=b$ $e=b$

XII II $l=b$ $e=2b$

XIII III $l=b$ $e=3b$

XIV IV $l=\frac{b}{2}$ $e=2b$

XV V $l=\frac{b}{2}$ $e=3b$



Regelbreite : b

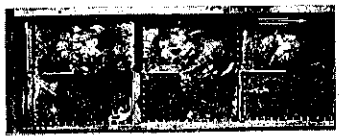
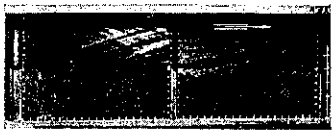
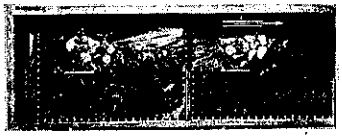
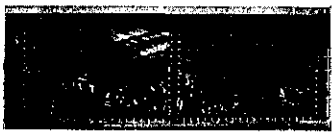
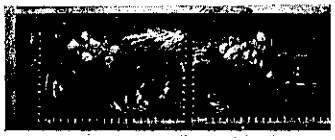
Buhnenlänge : l

Buhnenentfernung: e

Tafel IV

Versuche über Sohlschwellen mit anschliessenden Buhnen

V.R.

	Ohne Hindernis	Mit Hindernis	Hindernis mit Abwehrbau
	XVII	XVII'	XVII''
b)			
XVII			$e=2b$
c)			
	XVIII	XVIII'	XVIII''
b)			
XVIII c)			$e=3b$
d)			

Tafel V

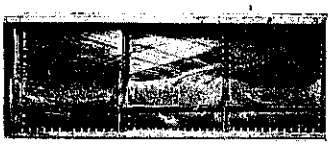
V.R. XVI

b)

c)

d)

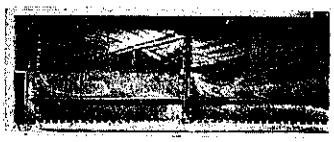
XIX



b)

c)

XX



b)

c)

Abb 4

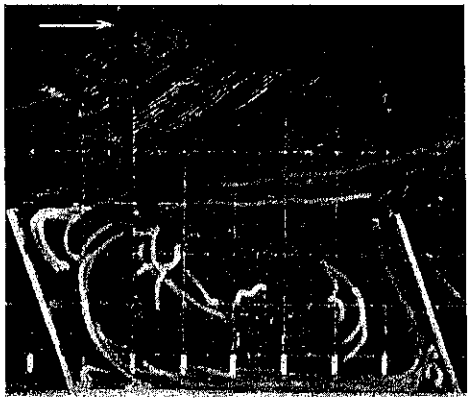


Abb 5

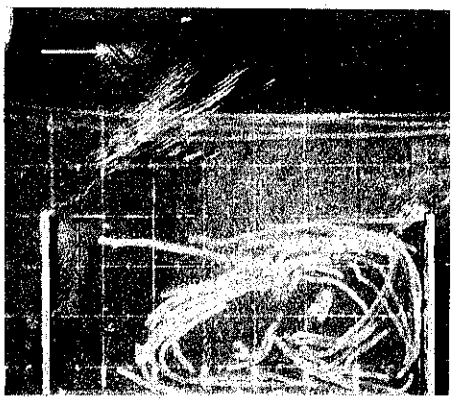


Abb 6

Untersuchungen über die Grösse des Wirbels im Ecke einer isolierten Buhnen.

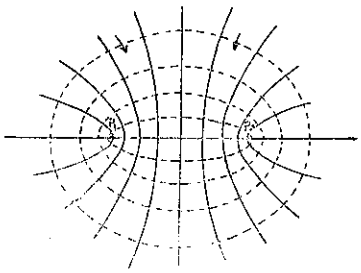
Es ist klar, daß dieses Problem, welches von vielen Nebenumständen mannigfalliges Art abhängig ist, sich nicht auch nur annähernd exakt lösen läßt. Zur vereinfachung wurde die Strömung, wie sie vorliegt, durch eine analytisch faßbare Strömung ersetzt. Der Weg dabei der folgende:

Hamel[1] hat gezeigt, daß es eine Reihe von wirklichen Strömungen gibt (Strömungen einer zähen Flussigkeit,) welche in ihren Stromlinien mit der ähnlichen idealen Strömung übereinstimen. Es wurde hier vorweggenommen, daß dies auch der Fall hier sei. Die Vernachlässigung ist gewiß nicht groß, handelt es sich doch hier um Wasser, welches mit großer Annäherung sich wie eine ideale Flüssigkeit verhält. Denn erstens sind die Festigkeitswerte (Druck-, Zug-, Schubspannungen), welche das Wasser zuläßt, sehr gering, zweitens zeigt sich, daß es mit außerordentlicher Genauigkeit, den Strömungen, wie sie Helmholtz durch Einführung freier Oberflächen (Druck p=konst) darstellt, folgt, wobei sozusagen diese Festigkeitswerte=0 gesetzt werden. Es läßt sich durch Nachrechnen leicht zeigen, daß die meisten der mit der gewöhnlichen Potentialtheorie hergeleiteten Strömungsbilder der Wirklichkeit nicht entsprechen können. Bei vielen von ihnen lehrt das schon die rohe praktische Erfahrung.

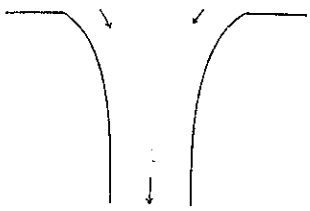
Z. B. Wasser, welches durch eine Öffnung in einer vertikalen Wand strömt wie folgend: (siehe Abb. 1)

Abb. 1.

a). Lösung nach der gewöhnlichen Potentialtheorie.



b. Strömungsform, wie sie von der konformen Abbildung hergeleitet wird.



Für massenbehaftete Flüssigkeiten ist das a) Strömungsbild ausgeschlossen,

(1) Hamel. G, Jahresbericht. Der Math, Vereinigung 1916. S, 31.

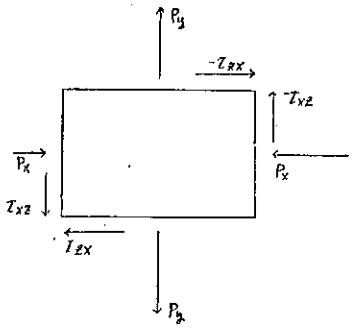
da das Wasser der vorgeschriebenen Bewegung in den singulären Punkten p_1, p_2 nicht folgen kann. Macht ein Massenpunkt eine Bewegung in einer Bahn, so darf diese, wenn er mit endlicher Geschwindigkeit auf ihr sich bewegen soll, kein Eck haben, da sonst seine Fliehkraft $\rho = m.\frac{v^2}{g}$ ($\rho =$ Bahnradius $= 0$) unendlich groß würde. Nun wird beim a) Bild in p_1, p_2 nicht nur ρ unendlich klein, sondern auch v unendlich groß da die Energiemenge, welche je vorhanden ist, diese Werte nicht gestaltet, ist das ganze Strömungsbild damit hinfällig. Die Elektrostatik, der Magnetismus und andere Wissenschaften bedienen sich auch der Potentialthesorie. Handelt es sich, wie bei diesen um stehende Felder, so hat das viel eher einen Sinn, daß es sich um keine Massenbewegung dreht.

Von Navier[1] wurde eine Theorie über die Beanspruchungen des Wassers, oder allgemein von Flüssigkeiten, aufgestellt. Die von ihm abgeleiteten Sätze eignen sich sehr gut zur Beurteilung der vorliegenden Strömungsbilder.

Dieser Satz stützt sich auf eine Darstellungsweise, wie sie in der Elastizitätstheorie bekannt ist. Schneidet man aus dem ganzen Körper ein unendlich kleines Stück heraus, so muß die Krafteverteilung wie folgt (Abb. 2) aussehen, da sonst Gleichgewicht für dieses Teilchen nicht möglich wäre.

Abb. 2.

$\tau =$ Schubspannung
$P =$ Normalspannung



Newton hat den Erfahrungsatz aufgestellt daß

$$\tau = \eta \cdot \frac{\partial v_x}{\partial z} \qquad \text{ist.}^{(2)}$$

Diese Gleichung, auf ein allgemeines Koordinatensystem erweitert, liefert

$$\tau = \eta \left(\frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)$$

Bezüglich der Änderung des Normaldrucks durch die Reibung, welche letztere wieder von der Geschwindigkeit abhängig ist; gibt ein anderes Erfahrungsgesetz[3]

$$P_x = \Delta p_x = -\lambda \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x}$$

Dieses Δp_x ist die Abweichung des gerichteten Drucks, wie ihn nur die Reibungsflüssigkeit kennt, vom durchschnittlichen Druck an dieser Stelle.

(1) Lorenz. H, Technische Hydromechanik S. 405
(2) Lechner. A, Enzyklopädie der Mechanik S. 317
(3) Lorenz. H, Technische Hydromechanik S. 406

(hydraulischem Druck)

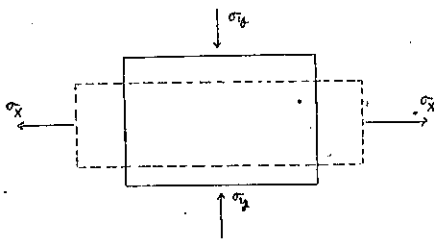
z.B. $P=2\,000\,000\,000$ atm. (hydraulischer Druck)

$P_x=2\,000\,000\,300$ atm. (genauer Druck in $x-$Richtung)

Folgt man nun den Deduktionen der Elastizitätstheorie weiter, so sieht man, daß die Wirkung dieser Drucke sich nach einem bestimmten Gesetz zusammen setzt und so den Körper höhen beansprucht, als wenn einer allein wirken würde. (siehe Abb. 3)

Wird der vorhergehend gezeichnete Körper von den eingezeichneten Kräften wie angedeutet, deformiert, so setzt sich die Wirkung dieser Kräfte nach dem sogenannten Superpositionsgesetz (eigentlich einer Hypothese) zusammen. Es ist, als ob die Wirkung der Kräfte σ_x sich um einen Teil der Kräfte σ_y verstärken würde, d.h. die "reduzierte" Spannung $\bar{\sigma}_x$

Abb. 3.



$$\bar{\sigma}_x=+\frac{\sigma_y+\sigma_z}{m}+\sigma_x$$

Infolge der eigenartigen Kräfteanordnung in der Flüssigkeit lautet das Gesetz übertragen; (Superpositionsgesetz für Flüssigkeiten)

$$P_x-\frac{P_y+P_z}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$P_y-\frac{P_z+P_x}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_y}{\partial y}$$

$$P_z-\frac{P_x+P_y}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_z}{\partial z}$$

Diese Gleichungen addiert:

$$P_x+P_y+P_z-\frac{2(P_x+P_y+P_z)}{\mu}=-\lambda\cdot\left(\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_y}{\partial y}+\frac{\partial v_z}{\partial z}\right)$$

Der rechte Teil ist 0, da die Flüssigkeit inkompressible sei.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_y}{\partial y}+\frac{\partial v_z}{\partial z}=0$$

für kontinuitätsgleichung.

Es gibt also:

$$(P_x+P_y+P_z)-\frac{2}{\mu}(P_x+P_y+P_z)=0,\quad 1-\frac{2}{\mu}=0,\quad \mu=2$$

Die Drücke P_x, P_y, P_z weichen nur ganz wenig von P dem hydraulischen

Druck ab. Man kann diesen also als das arithmetische Mittel aus den dreien betrachten, deshalb hydraulischer Druck .... $P=\frac{P_x+P_y+P_z}{3}$

$$P_x-\frac{P_y+P_z}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$P_x-\frac{P_y+P_z+P_x-P_x}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$P_x-\frac{3P}{\mu}+\frac{P_x}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$P_x\left(1+\frac{1}{\mu}\right)-\frac{3P}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$P_x\left(\frac{\mu+1}{\mu}\right)-\frac{3P}{\mu}=-\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$P_x=\frac{3P}{\mu+1}-\frac{\mu\cdot\lambda}{\mu+1}\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$P_x=P-\frac{\mu\cdot\lambda}{\mu+1}\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

für $\mu=2$ folgt daraus:

$$P_x=P-\frac{2}{3}\cdot\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

und

$$P_x-P=-\frac{2}{3}\cdot\lambda\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

P_x-P stellt den Unterschied des gerichteten Druckes gegen den hydraulischen dar. Dieser Unterschied hat eine besondere Bedeutung.

Im allgemeinen hört man oft die Ansicht, daß das Wasser wohl ganz geringe Zugfestigkeit und Schubfestigkeit besitzt, daß aber seine Druckfestigkeit unendlich groß genommen werden kann. Das nun ist nicht wahr. Die Druckfestigkeit ist auch so klein wie die anderen Festigkeiten. Prof. Föppl[1] hat Kristalle von nicht besonders festen Mineralien (Kassiterit, Bleiglanz, Granat) einen Druck von einigen tausend Athmosphären ausgesetzt. Es hat sich aus ihrem optischen Verhalten gezeigt, daß sie nicht die geringste Veränderung erlitten haben, wenn sie homogen waren. Dagegen ist Beton, Holz u.a. inhomogenes Material deformiert, ja sogar zerstört werden. Damit wurde der Beweis erbracht, daß man einen sogenanten, "gleichseitigen Spannungszustand" für einen homogenen Körper vernachlässigen kann. Es ist

(1) Föppl. Festigkeitslehre für Ingenieure.

als ob er nicht da wäre. Der hydraulische Druck einer Flüssigkeit ist nun so ein Spannungszustand. Man kann ihm für eine Festigkeitsbetrachtung des Wassers, wie sie hier vorliegt, weglassen. Da man, wenn mehrere Spannungszustände vorliegen, diese zu einander addieren, oder voneinander subtrahieren kann wenn nur jeder für sich das Gleichgewicht verbürgt, so kann man auch hier dem hydraulischen Druck von dem gerichteten Druck substrahieren, was übrig bleibt, eben das $P_x - P$, ist nun ein Spannungszustand, der die Grundlage für die Beanspruchung des Materials liefert. Es ist $P_x - P$ nichts anderes als das k_d oder k_z der Festigkeitslehre;

$$\text{also } k_d \text{ oder } k_z = -\frac{2}{3} \cdot \lambda \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x}$$

Es ist das gleichzeitig jene Gleichung, welche Zähigkeitsmodul λ mit der Beanspruchung K einer Flüssigkeit in Beziehung bringt. Habe ich nun eine vorgegebene Strömung, so ist, trotz des bereits abgeleiteten Potentials erst zu zeigen, ob das $\frac{\partial v_x}{\partial x}$ an allen Stellen den Bedingungen entspricht, welche die letzte Gleichung vorschreibt. Überschreiten die Beanspruchungen eine gewisse Gränze (die Bruchfestigkeit des Wassers), so zerreißt zerbricht das Wasser und es tritt turbülenter Strömungsverlauf ein, was beinahe immer Wirbel, Ablösung von der begrenzenden Wand und Ausbildung von Trennungslinien im Gefolge hat.

Wir wollen nun auf die Strömung greifen, welche von den uns bekannten Strömungen der Potentialtheorie der von uns zu beschreibenden am nächsten kommt. Es ist dies die sogenannte "Hyperbelströmung." Sie wird am besten mit den Mitteln der Funktionentheorie beschreiben. Gleichung: $w = A \cdot z^2 \ldots$ w ist die abhängige Variable von z. Beide sind komplexe Variable, bestehen aus reellen und imaginären Bestandteilen.

Man benützt komplexe Variable, um mit einer einzigen Gleichung die ganze Strömung beschreiben zu können. Setze ich für die beiden Variablen ihre tatsachlichen Werte ein, so stehen links und rechts sowohl reelle wie imaginäre Bestandteile. Da die reellen den reellen und die imaginären den imaginären gleich sind, kann man die Gleichung spalten in 2 Gleichungen.

Es ist $w = \varphi + i\psi$

und $z = x + iy$ definiert.

φ ist dabei Potentialsfunktion

ψ ist die Stromfunktion.

Es bedeutet also φ=konst. eine Niveaulinie

ψ=konst. eine Stromlinie

als Gleichung.

Also : $w = A \cdot z^2$

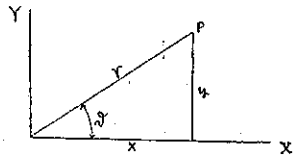
$\varphi + i\psi = A(x+iy)^2$

zu Polarkoordinaten übergegangen, da diese leichtere Transformationen erlauben, lautet (Abb. 4)

$x = r \cos \vartheta$

$y = r \sin \vartheta$

Abb. 4.



$$\varphi + i\psi = A(\gamma \cos \vartheta + i.r. \sin \vartheta)^2$$
$$= Ar^2(\cos \vartheta + i \sin \vartheta)^2$$

Eine Formel von Moivre, welche hier verwenden, lautet:

$$(\cos \vartheta + i \sin \vartheta)^n = \cos n\vartheta + i \sin n\vartheta$$

daher $\varphi + i\psi = Ar^2(\cos 2\vartheta + i \sin 2\vartheta)$

Die gleichung spaltet sich nun nach reellen und imaginaren Teilen, welche nun je für sich eine Gleichung bilden, denn etwas reelles kann nur etwas reellen gleich sein und imaginäres nur dem imäginären.

Also $\varphi = A \cdot r^2 \cos 2\vartheta$

$i.\psi = A \cdot r^2 i \sin 2\vartheta$

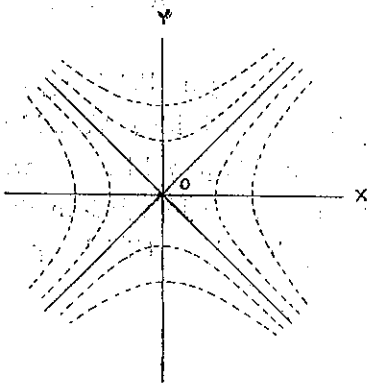
auch $\psi = Ar^2 \sin 2\vartheta$

φ=konst. stellt eine Niveaulinie dar

ψ=konst. stellt eine Stromlinie dar.

Für Niveaulinie:

Abb. 5.



$$\varphi = \text{konst.} = C = A.r^2 \cos 2\vartheta$$

$$\cos 2\vartheta = \cos^2\vartheta - \sin^2\vartheta, \quad \cos \vartheta = \frac{x}{r}, \quad \sin \vartheta = \frac{y}{r}$$

deshalb $\varphi = A \cdot r^2 \left(\frac{x^2}{r^2} - \frac{y^2}{r^2}\right)$

$$C = A \cdot (x^2 - y^2)$$

A kann man in die Konstante ziehen

$$x^2 - y^2 = K \qquad \text{hier} \qquad K = \frac{C}{A}$$

Die gleichung stellt die gezeichnete Kurvenschar dar, (Abb. 5) für $-\infty < K < \infty$

$$\psi = \text{konst.} = -A \cdot r^2 \cdot \sin 2\vartheta$$

$$\sin 2\vartheta = 2 \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta,$$

$$\sin \vartheta = \frac{y}{r}, \qquad \cos \vartheta = \frac{x}{r}$$

$$\psi = -A \cdot r^2 \cdot 2 \cdot \frac{y}{r} \cdot \frac{x}{r} = C_1$$

$$\psi = -A \cdot 2 \cdot x \cdot y$$

Oder $\qquad x \cdot y = K_1 \qquad$ hier $K_1 = \dfrac{C_1}{2A}$

für $-\infty < K_1 < \infty$ stellt die Gleichung das Nebenstehende (Abb. 6) dar. Die beiden Scharen werden nun zu einem Strömungsbild (Abb. 7) zusammen gefaßt.

Abb. 6.

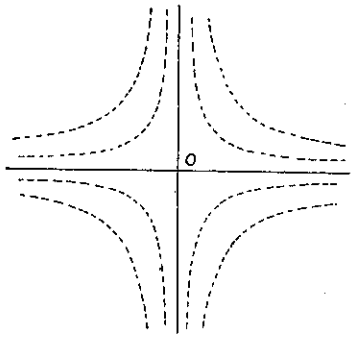
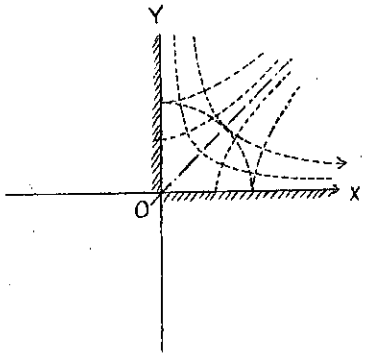


Abb. 7.



Diese Strömung stellt uns eine ganz ähnlich dar, wie wir sie brauchen Wasser strömt in einem konkaven Eck. Wir wollen nun nach den Stockes-Navierschen Gleichungen, wie sie uns schon bekannt sind, diese Strömung untersuchen darauf, wo in dieser Strömung treten Spannungen im Sinn der ersten Seiten dieses Aufsatzes auf, so daß der Zusammenhang der Flüssigkeit während des Durchströmens durch den angegebenen Raum nicht gewahrt werden kann, somit eine Trennungsschicht von ungefahr kreisförmiger Form auftreten dürfte, an deren Seiten ein endlicher Geschwindigkeitsunterschied herrscht. Bei der räumlichen Anordnung würde dann jedenfalls das Wasser ins Kreisen geraten, da die Trennungsschicht zusammen mit den Wänden den innenliegenden Teil völlig einschließt. Die Linie, welche wir suchen, ist jedenfalls ungefähr jene, an welcher infolge der Beanspruchung die Bruchfestigkeit des Wassers gerade überschritten wird. Das ist jedenfalls eine Kurve des

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \text{ oder } \frac{\partial v_s}{\partial s} = \text{konst}$$

s falle dabei mit der Stromrichtung jeweils zusammen. Es lautet für die Richtung s die Stockes-Navier'sche Gleichung

$$P_s = P - \frac{\lambda \cdot \mu}{\mu + 1} \cdot \frac{\partial v_s}{\partial s}$$

$P_s - P$ ist die Beanspruchung in der Strömungsrichtung.

$$P_s - P = -\frac{\lambda \mu}{\mu + 1} \cdot \frac{\partial v_s}{\partial s}$$

bis auf $\frac{\partial v_s}{\partial s}$ sind uns alle Glieder bekannt, außerdem sind sie noch konstant. Diese Gleichung lsutet also tatsächlich

$$\frac{\partial v_s}{\partial s} = \text{konst.}$$

Um den partiellen Differentialquotienten $\frac{\partial v_s}{\partial s}$ zu entfernen, leiten wir seinen Wert aus der Strömungsgleichung ab. (Siehe Abb. 8)

Es ist

$$ds = \sqrt{d_x^2 + d_y^2}$$

$$v_s = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

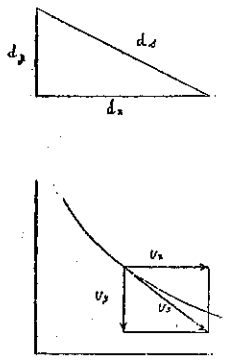
$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \text{(Formel aus Potentialtheorie)}$$

$$\varphi = A\,(x^2 - y^2)$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = v_x = 2A \cdot x, \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = v_y = -2A \cdot y$$

Aus den Regeln der Differentialrechnung folgt

Abb. 8.



$$\frac{\partial v_s}{\partial s} = \frac{\partial v_s}{\partial x} \cdot \frac{dx}{ds}$$

$$v_s = \sqrt{v_x + v_y^2} = \sqrt{4A^2x^2 + 4A^2y^2} = 2A\sqrt{x^2 + y^2}$$

Eingesetzt $\frac{\partial v_s}{\partial x} = 2A \cdot \frac{2x}{2\sqrt{x^2 + y^2}}$

$$\frac{dx}{ds} = \frac{dx}{\sqrt{dx^2 + dy^2}} = \frac{dx}{dx} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + y'^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{x^2}{y^2}}} = \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}}$$

($x-y=c$ Hyperbelgleichung, $x \cdot dy + y \cdot dx = 0$, dieselbe differentiert, $y' = \frac{dy}{dx} = -\frac{x}{y}$ daraus berechnet.)

$$\frac{\partial v_s}{\partial s} = \frac{\partial v_s}{\partial x} \cdot \frac{dx}{ds} = \text{konst}$$

$$= \frac{2Ax}{\sqrt{x^2+y^2}} \cdot \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2}} = K$$

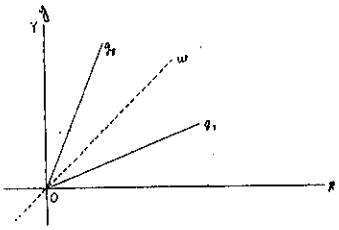
daraus folgt

$$x^2 + y^2 = \frac{2A}{K} \cdot xy$$

Da alle Variablen, bzw. ihre Produkte 2 ter Ordnung sind, handelt es sich offenbar um einer Kegelschnitt, dessen Gleichung sehr kreisähnlich aussieht. Ein Kreis wäre sehr angenehm gewesen. Bei näherem zusehen entpüppt sich die Kurve als eine Doppelgerade.

Die Gleichung stellt, je nach dem Parameter K, zwei Gerade g_1 und g_2 dar, (Abb. 9) welche spiegelbildlich symmetrisch gegenüber der Winkelhalbierende w liegen.

Abb. 9.



Diese beiden Geraden können nicht den Wirbel einschließen, wie wir ihn von der Anschauung her kennen. Es zeigt sich also, daß wir nicht eine Strömung gewählt haben, die ein Ideale der wirklichen wäre. Sie ist also für unsere Betrachtung nicht zu brauchen und wir müssen uns um eine Umsehen, welche besser und genauer als diese die wirklichen, Vorgänge beschreibt.

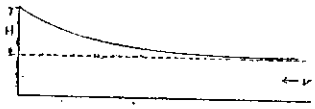
Wenn wir uns die Sache genauer überlegen, finden wir, daß der Hauptfehler der war, daß wir die Strömung als "eben", das heißt ihren Verlauf unabhängig von der Koordinate z angenommen haben.

Man beobachtet in der Natur, daß bei einer ähnlichen Strömung der Wasserspiegel gegen die Wand zu sich überhöht. Wir kennen von dieser Kurve, der er dabei folgen wird, zwei Bedingungen.

1) Wird sie sich asymptotisch an den ungestörenden Wasserspiegel im unendlichen anschließen, da der Einfluß der störenden Stauung mit der Entfernung abnehmen muß,

2) Muß die maximale Überhöhung an der Buhne der Geschwindigkeitshöhe der Strömung im unendlichen gleich sein. Der Verlauf sieht ungefähr

Abb. 10.



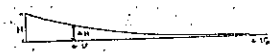
folgendermaßen aus. (Abb. 10)

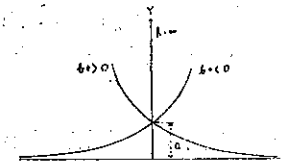
Aus der Mathematik kennen wir eine Kurve solcher Form, die logarithmische Linie. Wir wollen sie heranziehen, um den Verlauf der Geschwindigkeit längs der Wand zu beschreiben.

Es gilt längs der Stromslinie, welche an der Wand liegt, die Bernoilli'sche Gleichung:

$$\Delta H + \frac{v^2}{2g} = \text{konst} = \frac{v_0^2}{2g} = H \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Abb. 11.





um nun die Gleichung der gebrauchten Kurve aufzustellen, sei folgendes vorausgeschickt. Die logalithmische Linie oder e-Potenzlinie hat als normale Gleichung $y = a \cdot e^{bx}$

Der Kœffizient a gibt den Schnitt mit der Y-Achse an, oder, was auf dasselbe herauskommt, er legt die längs der X-Achse verschoben gedachte Kurve fest. Der Kœffizient b gibt die Stärke der Krümmung an, $b=0$ ist eine horizontale Gerade, $b < 0$ dreht die Lage der Kurve um, so wie sie im Bilde strichliert dargestellt ist.

Das wäre unsere gebrauchte Form, nur muß die Asymptote höher als die X-Achse liegen. Daraus folgt die Form, wie wir sie genau brauchen

$$y = a + b \cdot e^{-cx} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

e ist dabei die Basis des natürlichen Logarithmensystems. $e = 2.718\ldots$

a ist dabei die Tiefe beim Wasserspiegel im Unendlichen. Für $x=0$, also an der Querwand, ist $y = a + b$ daraus sieht man, b ist das H aus Gleichung 1), auch b ist a und c ist b aus normale Gleichung.

Das c, die Klümmung ist bis jetzt theoretisch nicht festlegbar, soll also vorläufig der Festsetzung durch den Versuch überlassen bleiben.

Das v wollen wir nun als Funktion von X errechnen aus Gleichung 1) unter Benützung der Gleichung 2)

$$a + b \cdot e^{-cx} + \frac{v_x^2}{2g} = a + b$$

$$\frac{v_x^2}{2g} = +b(1 - e^{-cx})$$

$$v_x = \sqrt{2gb(1 - e^{-cx})} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Wir denken uns nun, daß das Wasser wieder im Innern eines Viertelkreises wirbeln wird. Da wir nur die Stromlinien an den Wänden samt ihren Eigenschaften kennen, müssen wir das Abreißen dort bestimmen und durch diese Punkte als Schnittpunkte des Kreises mit den Wänden annehmen. Der Kreismittelpunkt läge dann in dem Eck der Wände. Wir ziehen wieder die Navier'schen Gleichungen zu Rate.

$$P_x = P - \frac{\lambda \cdot \mu}{\mu + 1} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x}$$

P in kg/m²

$$P_x - P = -\frac{2\lambda}{3} \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$\lambda = 0.109$ m-kg-sec System umgerechnet nach Lamb[1].

$$P_x - P = k_a = k_z = 3.7 \text{ kg/m}^2 \text{ [2]}$$

nun $$3.7 = -\frac{2}{3} \cdot 0.109 \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x}$$

daraus $$\frac{\partial v_x}{\partial x} = -\frac{3.7}{0.109} \cdot \frac{3}{2} = -50.9$$

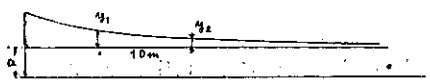
Nun ist $$v_x = \sqrt{2gb(1 - e^{-cx})}$$

daraus $$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{2gbc \cdot e^{-cx}}{2\sqrt{2gb \cdot (1 - e^{-cx})}} = -50.9 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Das ist jetzt schon eine reine Gleichung in X und ich kenne dieses X, vorausgesetzt, daß ich die darin noch vorkommenden Koeffizienten den jeweils vorliegenden Verhältnissen entsprechend einsetze.

Um hier rechnen zu können, nehmen wir einen konkreten Fall an. Um b bestimmen zu können, erhöhe sich der Wasserspiegel maximal um 20 cm, um c zu errechnen hätten wir auf Grund von Versuchen recht zu einer Annahme, daß das Verhältnis zweier beliebiger Ordinaten zu einander wie 1 : 20 sei, wenn diese Ordinaten eine Entfernung von 10 m haben. Diese letzte Bedingung kann man so formalieren, weil die e-Linie die entsprechenden Eigenschaften hat. Bei ihr ist das Verhältnis zweier Ordinaten, von einer bestimmten Entfernung gegeneinander, an allen Orten konstant.

Abb. 12.



$y = a + b \cdot e^{-cx}$ (Siehe Abb. 12.)

Das Gesetz oben gilt nur für die Reine e-Potenzkurve, also nicht für die Kurve obiger Gleichung, sondern für

(1) Lamb. Lehrbuch der Hydrodynamik S. 663
(2) Lechner. A, Enzyklopädie der Mechanik S. 71

$$y_1 = b \cdot e^{-cx_1}.$$

Das Gesetz angeschrieben, lautet:

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{b \cdot e^{-cx_1}}{b \cdot e^{-cx_2}} = 20 \qquad \text{für } x_1 = 0, \quad x_2 = 10$$

$$= \frac{e^{-cx_1}}{e^{-cx_2}} = \frac{1}{e^{-cx_2}} = e^{cx_2}$$

$$20 = e^{c.10}$$

$$\log 20 = c \cdot 10 \cdot \log e = c \cdot 10 \cdot 1$$

$$2.945 = c \cdot 10$$

$$c = 0.2995, \quad c = +0.3$$

Nun in die alte Gleichung damit eingegangen:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{2gb \cdot ce^{-cx}}{2\sqrt{2gb(1-e^{-cx})}} = -50.9$$

$$= \frac{9.81 \cdot 0.2 \cdot 0.3e^{-0.3x}}{\sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.2(1-e^{-0.3x})}}$$

nun $x = ?$ wir quadrieren

$$\frac{(9.81)^2 \cdot (0.04) \cdot 0.09e^{-0.6x}}{2 \cdot 9.81 \cdot 0.2(1-e^{-0.3x})} = \frac{9.81 \cdot 0.2 \cdot 0.09 \cdot e^{-0.6x}}{2 \cdot (1-e^{-0.3x})} = (-50.9)^2$$

wir fassen der einfacheren Schreibweise wegen zusammen:

$$\alpha = \frac{g \cdot 0.2 \cdot 0.09}{2}, \qquad \beta = (-50.9)^2$$

$$\alpha \cdot e^{-0.6x} = \beta(1-e^{-0.3x}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

$$\alpha \cdot e^{-0.6x} = \beta - \beta \cdot e^{-0.3x}$$

$$e^{-0.6x}(\alpha + \beta \cdot e^{0.3x}) = \beta$$

$$\log e^{-0.6x} + \log \underbrace{(\alpha + \beta \cdot e^{0.3x})}_{\mathrm{I}} = \log \beta$$

Diese logarithmische Gleichung ist leider nicht exakt läsbar, da in dem Gliede I auf der linken Seite in der Klammer ein additiver Ausdruck steht.

Wir haben nun zwei Wege offen, um dennoch zu einem Resultat zu gelangen.

a) Ermittlung von x auf graphische Weise

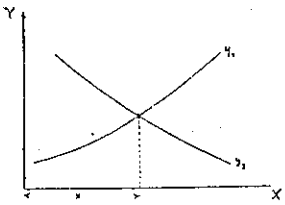
b) Umformung der Gleichung durch Auflösung der e—Potenzen in eine Reihe u. Vernachlässigung der Glieder höherer Ordnung.

a) Aus Gleichung (5)

$$y_1 = \alpha \cdot e^{-0.6x}$$
$$y_2 = \beta(1 - e^{-0.3x})$$

Die Gleichung 5) denkt man sich in die beiden Funktionen y_1 und y_2 zerlegt.

Abb. 13.



Man rechnet diese Funktionen punktweise aus und trägt sie als Kurven zwischen einer X- und Y- Achse auf. Da nach 5) $y_1 = y_2$ sein muß für den Wert x, so gibt die Abszisse für den Schnittpunkt von y_1 und y_2 die Große x als Resultat (siehe Abb, 13).

b) Es ist $e^x = 1 + \frac{x}{1!} + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^3}{3!} + \ldots$

$$e^{ax} = 1 + \frac{ax}{1!} + \frac{a^2x^2}{2!} + \frac{a^3x^3}{3!} + \ldots$$

Gleidung 4) nocheinmal abgeleitet.

$$v = \sqrt{2gb(1 - e^{-cx})}$$
$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2gb \cdot ce^{-cx}}{\sqrt{2gb(1 - e^{-cx})}}$$

daher
$$\frac{\partial v}{\partial x} = -50.9 = \frac{1}{2} \cdot \frac{2gb \cdot ce^{-cx}}{\sqrt{2gb(1 - e^{-cx})}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4')$$

Eingesetzt:

$$-50.9 = \frac{9.81 \cdot 0.2 \cdot 0.3 \cdot e^{-0.3x}}{\sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.2 \cdot (1 - e^{-0.3x})}}$$
$$(-50.9)^2 = \frac{0.589^2 \cdot e^{-0.6x}}{3.92 \cdot (1 - e^{-0.3x})}$$
$$2\,590 = \frac{0.347}{3.92} \cdot \frac{e^{-0.6x}}{(1 - e^{-0.3x})}$$
$$\frac{e^{-0.6x}}{1 - e^{-0.3x}} = \frac{2\,590 \cdot 3.92}{0.347} = 29\,300$$
$$e^{-0.6x} = 29\,300(1 - e^{-0.3x})$$

jetzt die Reihe eingesetzt:

$$1 - 0.6x + \frac{0.36x^2}{2} = 29\,300\left\{1 - (1 - 0.3x + \frac{0.09}{2}x^2)\right\}$$
$$x^2(\frac{0.36}{2} + \frac{0.09}{2} \cdot 29\,300) - x(0.6 + 0.3 \cdot 29\,300) + 1 = 0$$
$$1\,318.68x^2 - (8\,790 + 0.6)x + 1 = 0$$
$$x^2 - \frac{8\,790}{1\,318}x + \frac{1}{1\,318} = 0$$

durch die Vernachlässigungen und das Auskürzen eines x (reinquadratische Gleichung), bekomme ich eine einfache lineare Gleichung in x

$$x=\frac{8\,790}{1\,318}=6.67\text{ m}$$

ein durchaus, möglicher Wert.

Entwerfen einer allgemeinen Formel.

Wir wollen nun von dem errechneten Sonderfall abweichen, und eine algebraische Formel auffinden.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}=\frac{g\,b\,c\,e^{-cx}}{\sqrt{2\,g\,b(1-e^{-cx})}}$$

c, b, mussen in der Formel bleiben.

$$p_s-p=\frac{-\lambda\mu}{\mu+1}\cdot\frac{g\,b\,c\,e^{-cx}}{\sqrt{2\,g\,b(1-e^{-cx})}}$$

$$\frac{g\,b\,c\,e^{-cx}}{\sqrt{2\,g\,b(1-e^{-cx})}}=-50.9$$

50.9 hängt von der Festigkeit des Wassers ab, bleibt also eine numerische Konstante kann daher hier im Wert ausgedruck, erhalten bleiben. Quadriert:

$$\frac{g^2\,b^2\,c^2\,e^{-2cx}}{2\,g\,b\,(1-e^{-cx})}=50.9^2$$

$$g\,b\,c^2\,e^{-2cx}=2\cdot 50.9^2(1-e^{-cx})$$

$$e^{cx}=1+\frac{cx}{1!}+\frac{c^2x^2}{2!}+\frac{c^3x^3}{3!}+\ldots.$$

$$e^{-cx}=1-\frac{cx}{1!}+\frac{c^2x^2}{2!}-\frac{c^3x^3}{3!}+\ldots.$$

$$g\,b\,c^2(1-2cx+2c^2x^2)=2\cdot 50.9^2(1-1+cx-\frac{c^2x^2}{2})$$

$$g\,b\,c^2-2gbc^3x+2gbc^4x^2=2\cdot 50.9^2cx-2\cdot 50.9^2\frac{c^2x^2}{2}$$

$$x^2\left(\boxed{2g\,b\,c^4}+50.9^2c^2\right)-x\left(\boxed{2g\,b\,c^3}+2\cdot 50.9^2c\right)+\boxed{g\,b\,c^2}=0$$

Wie genauere Rechnungen ergeben, werden die eingeringelten Ausdrücke so klein, daß sie vernachlässigt werden können. Es folgt dann

$$50.9^2c^2x^2-2\cdot 50.9^2cx=0$$

$$x=\frac{2}{c}$$

Anschluss an die Versuchsergebnisse.

In dem gewonnenen Resultat, bei den Versuchen für die Strömungserscheinungen einer selbstständigen, nicht Überströmtenbuhne, (siehe Tabelle III) spielt die Zahl c, der die Krümmung der ϵ-Linie angebende Exponent, eine große Rolle. Es wurde zunächst auf die Bestimmung desselben Eingesteuert. Es muß gesagt werden, daß die Bestimmung des c ganz gute Resultate ergab, von einigen Werten abgesehen, welche bei sehr geringer Wassertiefe, also bei kurzer Buhne sich einstellte, da das nahe Loch die Strömung an der Wand schon stark in Mitleidenschaft zog. Die Theorie wurde aber so aufgestellt, daß das Loch nicht berucksichtigt wurde, eine Annahme, welche sich später als völlig richtig erweisen wird, wenigstens beim Großteil des in Betracht kommenden Gebietes.

Zur Bestimmung des Wertes c wurden die Versuchspunkte in eine mathematische Reihe eingesetzt, welche der Reihe der abgeleiten ϵ-Linie gleich war.

Die abgeleitete Oberflächenkurve an der Wand:

$$y=a+be^{-cx}$$

Die Funktion dieser Kurve, dargestellt als eine ganz allgemeine Reihe, als welche man jede Funktion darstellen kann

$$y=\alpha+\beta x+\gamma x^2$$

Die ϵ-Linie als spezielle Reihe dargestellt:

$$e^{-cx}=1-cx+\frac{c^2x^2}{2}$$

kombiniert:

$$y=a+b(1-cx+\frac{c^2x^2}{2})$$

$$y=a+b-bcx+\frac{bc^2x^2}{2}$$

Zur Bestimmung der 3 Größen a, b, und c aus den errechneten Koiffizienten der reihe:

$$a+b=\alpha, \qquad -bc=\beta, \qquad \frac{bc^2}{2}=\gamma.$$

$$\frac{\gamma}{\beta}=-\frac{c}{2} \qquad\qquad c=-\frac{2\gamma}{\beta}$$

$$\frac{2b\gamma}{\beta}=\beta \qquad b=\frac{\beta^2}{2\gamma}$$

$$a=\alpha-\frac{\beta^2}{2\gamma}$$

Es wurde nun für sämtliche Messungen das Profil der Oberfläche in der Nähe des Randes aufgetragen auf Millimeterpapier. Es wurden die Kolonnen der Tabelle III mit I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XI, XII bezeichnet. Auf beiliegenden 3 Blättern wurden diese Profile eingetragen: Zieht man durch die eingetragenen Punkte die verbindende Kurve, so sieht man daraus welche Punkte in der Kurve liegen, und welche Punkte außerhalb liegen. Die ersteren sind brauchbar, weil sie voraussichtlich wenig mit Meßfehlern behaftet sind. Aus diesen wählt man 3 Punkte aus und bestimmt durch 3 Gleichungen mit 3 unbekannten nach dem Verfahren der Determinantentheorie die 3 unbekannten Koeffizienten α, β und γ, aus welchen sich a, b und c berechnen lassen. Als Beispiel sei der Fall III gerechnet. Es wurden sämtliche Fälle durchgerechnet, und dann das c dafür berechnet. Eine später folgende Tabelle hat diese Werte alle eingetragen.

Berechnung von α, β und γ für den Fall III; (auf dem Beiblatt sind die benützten Punkte durch x bezeichnet.)

Nach Formel

$$y=\alpha+\beta x+\gamma x^2$$

Die x sind der leichten Rechnung wegen in dem eingesetzt.

$$14.4=\alpha+\beta\cdot 1+\gamma\cdot 1$$

$$14.2=\alpha+\beta\cdot 3+\gamma\cdot 9$$

$$14.1=\alpha+\beta\cdot 5+\gamma\cdot 25$$

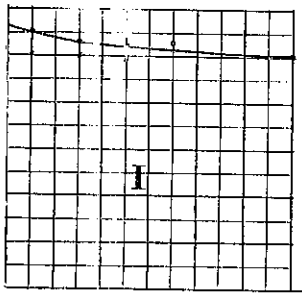
$$\alpha=\frac{\begin{vmatrix} 14.4 & 1 & 1 \\ 14.2 & 3 & 9 \\ 14.1 & 5 & 25 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 3 & 9 \\ 1 & 5 & 25 \end{vmatrix}}=\frac{E\alpha}{D}$$

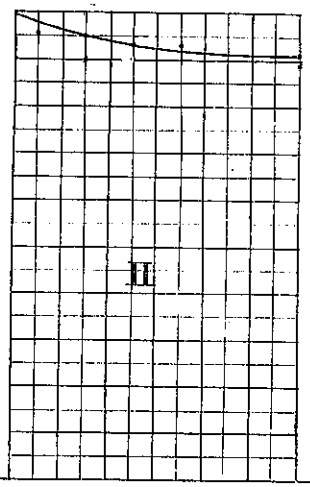
$$D=(3\cdot 25-5\cdot 9)-(25-5)+(9-3)=16$$

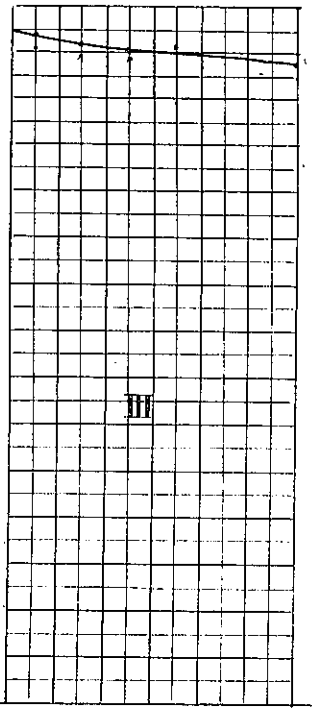
$$E\alpha=14.4(3\cdot 25-5\cdot 9)-14.2(25-5)+14.1(9-3)$$

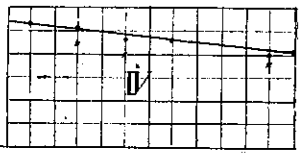
$$=232.6$$

Beiblatt I

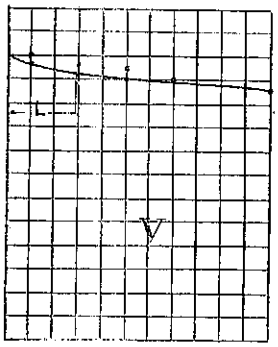


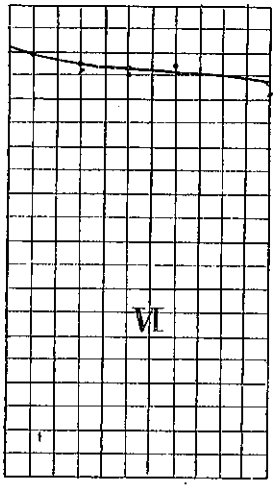


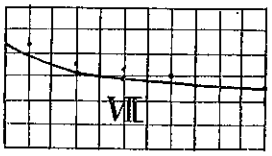


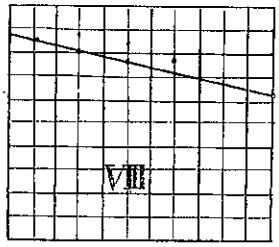


Beiblatt II

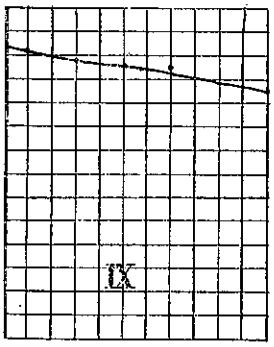


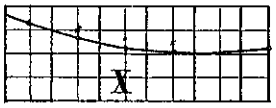


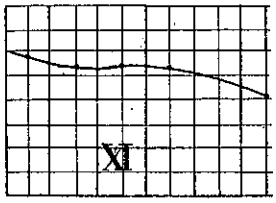


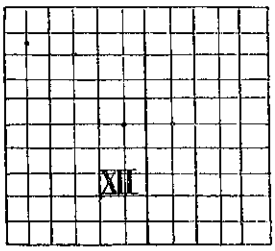


Beiblatt III









$$\alpha = \frac{E_\alpha}{D} = \frac{232.6}{16} = 14.5375$$

$$\beta = \frac{\begin{vmatrix} 1 & 14.4 & 1 \\ 1 & 14.2 & 9 \\ 1 & 14.1 & 25 \end{vmatrix}}{D} = \frac{E_\beta}{D}$$

$$E_\beta = (14.2 \cdot 25 - 9 \cdot 14.1) - (14.4 \cdot 25 - 14.1 \cdot 1)$$
$$+ (14.4 \cdot 9 - 14.2 \cdot 1)$$
$$= (355 - 126.9) - (360 - 14.1) + (129.6 - 14.2) = -2.4$$

$$\beta = -\frac{2.4}{16} = -0.15$$

$$\gamma = \frac{\begin{vmatrix} 1 & 1 & 14.4 \\ 1 & 3 & 14.2 \\ 1 & 5 & 14.1 \end{vmatrix}}{D} = \frac{E_\gamma}{D}$$

$$E_\gamma = (3 \cdot 14.1 - 5 \cdot 14.2) - (14.1 - 5 \cdot 14.4) + (14.2 - 3 \cdot 14.4)$$
$$= (42.3 - 71) - (14.1 - 72) + (14.2 - 43.2) = 0.2$$

$$\gamma = \frac{0.2}{16} = 0.0125$$

Probe auf die Richtigkeit der Rechnung:

$$14.4 = 14.5375 - 0.15 + 0.0125 = 14.4000$$

stimmt.

Berechnung von a, b, c aus α, β, γ.

Aus den abgeleiteten Gleichungen lassen sich a, b, c berechnen.

$$c = -\frac{2\gamma}{\beta} = \frac{2 \cdot 0.0125}{0.15} = \frac{0.025}{0.15} = 0.1666$$

$$b = \frac{\beta^2}{2\gamma} = -\frac{\beta}{c} = \frac{0.15}{0.1666} = 0.9000$$

$$a = \alpha - \frac{\beta^2}{2\gamma} = \alpha - b = 14.5375 - 0.9000 = 13.6375$$

Die Gleichung lautet nun

$$y^{cm} = 13.6375 + 0.9000\, e^{-0.16x}$$

Diese inhomogene Bezeichnungsweise (y in cm, x in dm) wurde gewählt, da man auf diese Art besser rechnen konnte bei dem Versuch, denn es empfiehlt sich, die Maßgrößen dm Dimensionen des zu berechnenden Objektes anzupassen. Da es sich bei uns nur um die Größe c handelt, so sei die Umrechnung des c auf durchlaufend dm versucht:

$$y_{cm} = \alpha_{dm} + \beta x_{dm} + \gamma x_{dm}^2$$

$$10 \frac{y}{10}_{dm} = \alpha + \beta x + \gamma x^2$$

$$10 y_{dm} = \alpha \text{ (für } x = 0)$$

$y_{dm} = \frac{\alpha}{10}$ daher $\frac{\alpha}{10}$, $\frac{\beta}{10}$, $\frac{\gamma}{10}$ die richtige Dimension für y in dm.

$c_{dm} = -\frac{2\gamma}{10} \frac{10}{\beta} = -\frac{2\gamma}{\beta}$ c ändert sich nicht.

Also c behalt immer dm Wert, den es hat, wenn die x im gleichen Maßsystem (z.B. cm, dm, m) gemessen werden, von den y ist es unabhängig.

Im Nachfolgenden ist das c für alle brauchbaren Fälle (x) durchgerechnet. Der ganze Rechnungsgang, welche die α, β, γ ermittelt, wurde weggelassen. Fall:

I. $c = -\frac{2 \cdot 0.0125}{-0.15} = 0.1666$

II. $c = -\frac{2 \cdot 0.01562}{-0.1666} = 0.1882$

III. $c = -\frac{2 \cdot 0.0125}{-0.15} = 0.1666$

IV. $c = -\frac{2 \cdot 0.01458}{-0.267} = 0.109$

V. $c = -\frac{2 \cdot 0.0125}{-0.15} = 0.1666$

VI. $c =$ unmöglich

VII. $c = -\frac{2 \cdot 0.002085}{-0.06675} = 0.0624$

VIII. $c =$ unmöglich

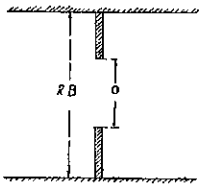
IX. $c =$ unmöglich

X. $c = -\frac{2 \cdot 0.0125}{-0.2} = 0.125$

Man sieht aus dieser Zusammenstellung, daß das c sich wening ändert, solange das Loch in der Ferne bleibt. Es tritt 3 mal die Zahle 0.1666 auf. Wir wollen sie als die maßgebende für die weitere Rechnung übernehmen und annehmen, daß die anderen beiden Werte durch Meßunggenauigkeiten entstanden sind. Für praktische Ausfuhrungen sei nun folgendes vermerkt: Wie man aus der Tabelle sieht, ist nur der Teil von I–V nachdiesem verfahren

verwendbar. Fällt die Ausführung in das andere Gebiet, so ist von der Berechnung im dieser Form abzusehen und das Ähnlichkeitsgesetz zu brauchen, wie es später abgeleitet und verwendet wird. Also: ist $\frac{O}{2B} > \frac{1}{2}$, so ist nach Ähnlichkeit zu rechnen, $\frac{1}{2}$ aus Gründen der Symmetrie, wie sie an der Parabel existiert (sich Abb. 14, auch später beim Ähnlichkeitsgesetz.)

Abb. 14.



Die Größe x haben wir aus der Formel $x = \frac{2}{c}$ ermittelt.

Hier gibt: $x = \frac{2}{0.1666} \cong 12$ dm.

Der Maximalwert aus der Tabelle III is $x = 1.85$ dm. Daß die Uebereinstimmung nicht besser ist, hat folgende Gründe:

1.) Sind Meßfehler anzunehmen. Es konnte nicht ganz an der Wand gemessen werden, wodurch die Krümmung der Randkurve kleiner wird, c kleiner wird, und daher $x = \frac{2}{c}$ größer wird.

2.) Es wird die Randkurve von dem logarithmischen Gesetz abweichen u. zw ist anzunehmen, daß durch stärkere Angleichung der tatsächlichen Kurve an die horizontale Oberfläche, welche sich vor der Buhne auszubilden geneigt ist, die Krummung bei der Buhne hinter dem gerechneten Wert zurückbleibt, so daß c kleiner wird und dadurch $x = \frac{2}{c}$ größer wird.

3.) Unserer Rechuung gemäß wäre eigentlich die Größe L und nicht x errechnet $2.95 = L$ ist also wesentlich günstiger übereinstimmend mit dem errechneten Wert 12 als $1.85 = x$

Daß trotz dieser Abweichungen das angewendete Verfahren als das richtige zu bezeichnen ist, werden wir aus dem Versuch, andere Verfahren anzuwenden, ersehen. Diese Versuche haben alle völlig fehlgeschlagen. Es soll nun nach der Vorgang der Errechnung des Wertes x in Metern vorgenommen werden, um zu zeigen, daß das Resultat, wie das ja notwendig ist, davon nicht berührt wird. Bei wirklichen Ausführungen wird wegen der Größe des Objektes immer in Metern gerechnet werden. Nocheinmal sei erwähnt, das man die Werte y auch in dm, cm eintragen könnte da ja nach s. 40 das Resultat davon unabhängig ist.

Also: (Fall III)

$$0.144 = \alpha + \beta \cdot 0.1 + \gamma \cdot 0.01$$
$$0.142 = \alpha + \beta \cdot 0.3 + \gamma \cdot 0.09$$

$$0.141 = \alpha + \beta \cdot 0.5 + \gamma \cdot 0.25$$

$$\alpha = \frac{\begin{vmatrix} 0.144 & 0.1 & 0.01 \\ 0.142 & 0.3 & 0.09 \\ 0.141 & 0.5 & 0.25 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 1 & 0.1 & 0.01 \\ 1 & 0.3 & 0.09 \\ 1 & 0.5 & 0.25 \end{vmatrix}} = \frac{E_\alpha}{D}$$

$$E_\alpha = 0.144(0.3 \cdot 0.25 - 0.5 \cdot 0.09) - 0.142(0.1 \cdot 0.25 - 0.5 \cdot 0.01)$$
$$+ 0.141(0.1 \cdot 0.09 - 0.3 \cdot 0.01) = 0.002326$$

$$D = (0.3 \cdot 0.25 - 0.5 \cdot 0.09) - (0.1 \cdot 0.25 - 0.5 \cdot 0.01)$$
$$+ (0.1 \cdot 0.09 - 0.3 \cdot 0.01) = 0.016$$

$$\alpha = \frac{0.002326}{0.016} = 0.1453 \text{ m}$$

$$E_\beta = \begin{vmatrix} 1 & 0.144 & 0.01 \\ 1 & 0.142 & 0.09 \\ 1 & 0.141 & 0.25 \end{vmatrix}$$
$$= (0.142 \cdot 0.25 - 0.141 \cdot 0.09) - (0.144 \cdot 0.25 - 0.141 \cdot 0.01)$$
$$+ (0.144 \cdot 0.09 - 0.142 \cdot 0.01) = -0.00024$$

$$\beta = \frac{-0.00024}{0.016} = -0.015$$

$$E_\gamma = \begin{vmatrix} 1 & 0.1 & 0.144 \\ 1 & 0.3 & 0.142 \\ 1 & 0.5 & 0.141 \end{vmatrix}$$
$$= (0.3 \cdot 0.141 - 0.5 \cdot 0{,}142) - (0.1 \cdot 0.141 - 0.5 \cdot 0.144)$$
$$+ (0.1 \cdot 0.142 - 0.3 \cdot 0.144) = 0.0002$$

$$\gamma = \frac{0.0002}{0.016} = 0.0125$$

Probe:

$$0.144 = 0.1453 - 0.015\, 0.1 + 0.0125 \cdot 0.01$$

stimmt.

$$c = -\frac{2\gamma}{\beta} = \frac{-2 \cdot 0.0125}{-0.015} = 1.666 \doteqdot 1.67$$

$$x = \frac{2}{c} = \frac{2}{1.666} = 1.2_m = 12_{dm}$$

Die Resultate stimmen also überein.

Um nun zu einem endgültigen Resultat zu kommen, schreiben wir

$$x = K \cdot \frac{2}{c} \qquad K = 0.1535$$

wobei K ein aus dem Versuch ermittelter Wert ist. Nach den gemachten Versuchen ist $K_{dm} = \frac{x.\,c}{2} = \frac{1.85 \cdot 0.166}{2} = 0.1535$

$$K_m = \frac{0.185 \cdot 1.66}{2} = 0.1535$$

K ist ein Verhältniswert $= \frac{\text{Wirklichkeit}}{\text{Rechnung}}$, somit von der Dimension unabhängig. Bei dieser Rechenmethode braucht man die Geschwindigkeit v nicht in Rechnung zu ziehen. Sie steckt schon in dem c drinnen. Warum man K auch unabhängig von der Größe der Ausführung machen kann, soll später gezeigt werden.

Es ist ein Mangel der Versuche, daß sie mit einem einzigen Reibungsgefälle J vorgenommen werden mußten und es wird daher gut sein, den Faktor K, noch an einigen Großausführungen im Nachhinein zu überprüfen.

Versuch anderer theoretischer Berechnungsarten:

a) Es ist eine auffallende Tatsache, daß bei Entwickelung der Gleichung

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{(-P_x - P) \cdot 3}{2\lambda} = -50.9 = \frac{1}{2} \cdot \frac{2gbce^{-cx}}{\sqrt{2gb(1-e^{-cx})}}$$

in eine Reihe, ein Resultat erscheit $x = \frac{2}{c}$, welches von den Werten $\lambda, (p_x - p)$ vollständig unabhändig ist. Diese Tatsache verleitet dazu, zu versuchen, die Gleichung genau aufzuläsen, was im folgenden geschehen soll, Die Tatsache, daß die Festigkeit im Resultat nicht vorkommt, bedeutet, daß sie keinen Einfluß hat. c ist eine geometrische Größe, also ist die ganze Wirbelerscheinung hauptsächlich auf die reinen Massenwirkungen der Flüssigkeit zurückzuführen und nicht auf die Zähigkeit des Wassers. Bei gleichen Oberflächenformen oder Ähnlichen Oberflächenformen (c gleich oder maßstabähnlich) sind also auch die Wirbel ähnlich oder gleich, daher ist der Fakter K keine Funktion der Größe des Objektes, $(K \neq f(l))$, also eine reine Konstante.

Versuch einer genauen Auflösung der Gleichung:

$$-50.9 = \frac{98.1 \cdot 0.09 \cdot 0.167\, e^{-0.167x}}{\sqrt{2 \cdot 98.1 \cdot 0.09\,(1 - e^{-0.167x})}}$$

bleibt 50.9 gleich?

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = -50.9 = \frac{\Delta p}{\lambda} \cdot \frac{3}{2}$$

λ hat Dimension: $\frac{M}{L.\,T}$; M ist Masse, L ist Länge, und T ist Zeit.

$$M = \frac{p}{b} = \frac{\text{kg. Sec}^2}{\text{m}}, \quad \lambda = \frac{\text{kg. Sec}^2}{\text{m}^2.\text{Sec}} \text{ beim kg-m-Sec System.}$$

$$\lambda = 0.0109 \frac{\text{g. Sec}}{\text{cm}^2} = 0.0109 \cdot \frac{\text{kg}}{1\,000} . \text{Sec.} \frac{100}{dm^2}$$

$$\lambda_{dm} = \frac{\lambda m}{10}, \quad \frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\Delta p}{1\,000} \cdot \frac{100.10}{\lambda} = \frac{\Delta p}{\lambda} \cdot \frac{3}{2}$$

50.9 ändert sich also nicht.

Graphische Ausmittelung der Gleichung:

$$-50.9 = \frac{98.1 \cdot 0.09 \cdot 0.167\, e^{-0.167x}}{\sqrt{2 \cdot 98.1 \cdot 0.09\,(1 - e^{-0.167x})}}$$

$$-34.522 \cdot 4.202\, e^{0.167x} = \frac{1}{\sqrt{1 - e^{-0.167x}}}$$

$$21\,043.273\, e^{0.334x} - 1 = 21\,043.273\, e^{0.167x}$$

wegen des Zeichenmaßstabes:

$$21.043273\, e^{0.334x} - 0.001 = 21.043273\, e^{+0.167x}$$

Die beiden Kurven $y_1 = 21.043\, e^{0.334x} - 0.001$

$y_2 = 21.043\, e^{0.167x}$

werden gezeichnet, in ihrem Schnittpunkt sind $y_1 = y_2$, folglich die Gleichung erfüllt

	a	b	y_1	d	y_2
x	$e^{0.334x}$	$a \cdot 21.043$	$b - 0.001$	$e^{0.167x}$	$d \cdot 21.043$
1	1.397	29.397	29.396	1.182	24.872
2	1.949	41.012	41.011	1.397	29.397
3	2.788	58.667	58.666	1.651	34.741
4	3.8	79.963	79.962	1.949	41.012

Auf dem Beiblatt IV ist diese Kurve gezeichnet.

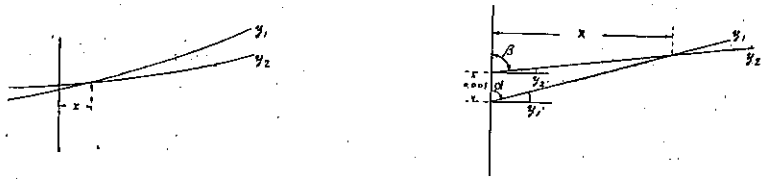
Aus der graphischen Darstellung ist die Lösung nicht direckt zu entnehmen, denn der Schnittpunkt fällt augenscheinlich in den Ursprungsordinate. Bei Diskussion der Gleichung sieht man, daß das nicht so ist, sondern, daß für $x = 0$

$$21.043 - 0.001 = 21.043$$

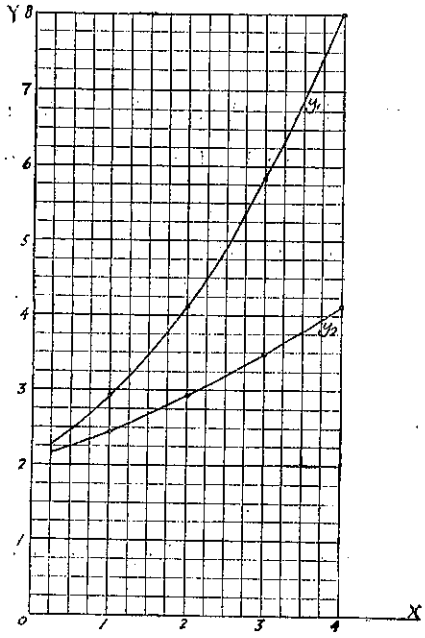
ist die Gleichung nicht erfüllt.

Vergrößert sieht die Sache so aus: (siehe Abb. 15)

Abb. 15



Beiblatt. IV



$$\operatorname{tg}\beta=\frac{1}{y_2'},\qquad \operatorname{tg}\alpha=\frac{1}{y_1'}$$

$$y_1=21.043\ e^{0.334x}-0.001$$

$$y_2=21.043\ e^{0.167x}$$

$$y_1'=21.043\cdot 0.334\ e^{0.334x}$$

$$y_2'=21.043\cdot 0.167\ e^{0.167x}$$

für $x=0$

$$y_1'=21.043\cdot 0.334=7.028$$

$$y_2'=21.043\cdot 0.167=3.514$$

$$x=\frac{0.001}{1-\frac{y_2'}{y_1'}}=\frac{0.001}{1-\frac{3.514}{7.028}}=\frac{0.001}{1-\frac{1}{2}}$$

$$=0.002_{dm}$$

Der Wert von 0.002 dm für x ist derart von der Wirklichkeit abweichend, daß man sagen muß, es ist nicht die reine Festigkeit, welche für die Bildung des Eckwirbels verantwortlich ist, sondern der Grund liegt in der Geometrie der Stromlinien, wie das auch aus dem ersten Resultat ersichtlich ist.

Nach dieses Verfahren versagt hat, versuchen wie es noch mit einem zweiten. Das Ergebnis wird kein bessers sein.

b) Wurde bisher die reine Navier'sche Gleichung benutzt

$$p=p_x-\frac{2}{3}\lambda.\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

so soll nun die allgemeine Gleichung, welche sowohl die Festigkeitskräfte als auch die Massenkräfte berücksichtigt untersucht werden. Sie trägt den Namen Stokes Navier'sche Gleichung. Sie hier abzuleiten, würde zu weit führen; zu finden ist sie in "Lorenz, Technische Physik, Hydromechanik. S. 413."

Sie lauten für die x-Richtung:

$$-\frac{g}{\gamma}\cdot\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{H.\,g}{\gamma}\left(\frac{\partial^2 w_x}{\partial x^2}+\frac{\partial_2 w_x}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 w_x}{\partial z^2}\right)=w_x.\,\frac{\partial w_x}{\partial x}+w_y.\,\frac{\partial w_y}{\partial y}$$

Da die Gleichung auch an der Oberfläche gelten muß, an der der Druck sich nicht ändert, muß das erste Glied $-\frac{g}{\gamma}\cdot\frac{\partial p}{\partial x}=0$ sein.

Da die Walze in den meisten Fällen sylindlisch in die Tiefe geht, so muß die Strömung sich in ähnlich verhalten wie eine ebene Strömung, das von z abhängige Glied muß also verschwinden,

$$\frac{\partial^2 w_x}{\partial z^2}=0$$

Nun gilt noch die Betrachtung von $\frac{\partial^2 w_x}{\partial y^2}$. Da wir im Vorhinein darüber auch nichts aussagen können, wollen wir die strömung in der Horizontalen als der Hyperbelströmung ähnlich betrachten.

$$w=A.\,z^2 \qquad \text{Hyperbelströmung}$$

$$\varphi+i\psi=A\,(x+iy)^2$$

$$=A\,(x^2+2ixy-y^2)$$

$$y=A\,(x^2-y^2)$$

$$-\frac{\partial\varphi}{\partial x}=v_x=-2Ax$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial y}=0,\quad \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2}=0$$

Es wird also auch dieses Glied $=0$, so daß die schließliche Gleichung lautet: $(w=v)$

$$\frac{H.\,g}{\gamma}\cdot\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2}=v_x\cdot\frac{\partial v_x}{\partial x}$$

$$v_x=\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}=\frac{g.\,b.\,c.\,e^{-cx}}{\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}}$$

$$\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2}=\frac{-2.\,g.\,b(1-e^{-cx})\,c^2\cdot e^{-cx}-g.\,b.\,c^2\cdot e^{-2cx}}{2\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}\,(1-e^{-cx})}$$

$$=\frac{+g.\,b.\,c^2\cdot e^{-cx}\{-2(1-e^{-cx})-e^{-cx}\}}{2\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}\,(1-e^{-cx})}$$

$$=\frac{+g.\,b.\,c^2\cdot e^{-cx}\,(e^{-cx}-2)}{2\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}\,(1-e^{-cx})}$$

Gleichung eingesetzt

$$\frac{H.\,g.\,c}{\gamma}(e^{-cx}-2)=2\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}\,(1-e^{-cx})$$

oder noch umgeformt

$$\frac{H.\,g}{\gamma}c\,(e^{-cx}-2)=2\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}\,(1-e^{-cx})$$

Die weitere Anwendung dieser Gleichung wurde so gemacht, daß das im Versuch gemessene x in die Gleichung eingesetzt wurde und damit das aus der Literatur bekannte H, die Zähigkeitszahl des Neutonschen Gesetzes

$$J=H.\frac{\partial v_x}{\partial y}$$

nachgerechnet wurde.

Angabe der Größe sämtlicher vorkommender Zahlen. (alles im kg-dm-sec-System)

$c=0.167$

$g=98.1$

$\gamma=1$ kg/m^3

$b=0.09$ dm

x gemessen$=2.6$ dm (Zahl L des Versuches entsprechend.)

$H=129.10^{-6}\,\frac{\text{kg. Sec}}{m^2}$ nach Mayer (Budau, Hydraulik S. 88)

$$H=\frac{2\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}\,(1-e^{-cx})\,\gamma}{g.\,c\,(e^{-cx}-2)}$$

rechnet man das durch, so erhält man als Ergebnis

$$H=0.3448$$

Es sollte herauskommen:

$$H=129.10^{-3}\,\frac{\text{kg. Sec}}{dm^2}$$

Dieser kolossale Unterschied beweist das Gleiche wie der bei der vorigen Berechnungsmethode.

Das H müßte um das millionenfache größersein, sollte die Reibung allein an dem Phenomän schuld sein. Es ist nun erweisen daß die erste Rechnungsmethode richtig ist. Wir bleiben also bei der ersten Formel

$$X=K.\frac{c}{2}$$

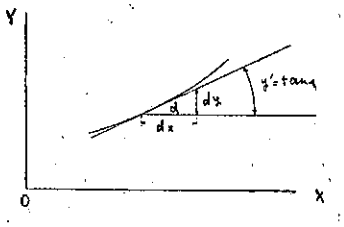
In dieser Gleichung ist die Größe c verwendet.

Will man nicht von bisherigen Erfahrungswerten über c ausgehen bei der Rechnung, so ist diese Größe für die Ausführung erst zu errechnen.

Dazu nun folgendes Verfahren:

Längs einer Kurve (siehe Abb. 16) gilt

Abb. 16.



$$\frac{dy}{dx}=y' \qquad \text{daraus} \qquad dy=y'.\,dx$$

$$y=\int y'.\,dx \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

Nun liegen die Verhältnisse an unserer Oberflächenkurve folgendermaßen:

Der jeweiligen Oberflächenneigung muß die Geschwindigkeit der Strömung an dieser Stelle entsprechen; daher gilt das Gesetz

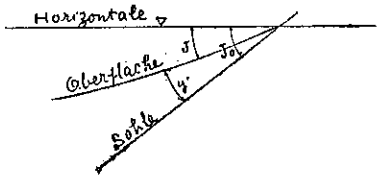
$$K\sqrt{J}=v \qquad K \text{ ist hydraulische Koeffizient}$$

$$K\sqrt{J}=\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}$$

$$J=\frac{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}{K^2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (7)$$

herausgezeichnet: (siehe Abb. 17)

Abb. 17.



$J=\sphericalangle$ zw. Oberfläche und Horizontalen.

$J_0=\sphericalangle$ zw. Sohle und Horizontalen.

$y'=\sphericalangle$ zw. Oberfläche und Sohle.

Aus der Abbildung

$$J=J_0-y' \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (8)$$

für $x=\infty$, $y'=0$, $J=J_0$, stimmt also überein.

Aus Gleichung (6) und (8)

$$y=\int_{x=0}^{x=\infty}(J_0-J).\,dx$$

$$=\int_0^\infty J_0\,dx-\int_0^\infty \frac{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})\,dx}{K^2}$$

$$=\int_0^\infty J_0\,dx-\int_0^\infty \frac{2.\,g.\,b}{K^2}.\,dx+\int_0^\infty \frac{2.\,g.\,b}{K^2}.\,e^{-cx}.\,dx$$

$$=J_0\int_0^\infty dx-\frac{2.\,g.\,b}{K^2}\int_0^\infty dx+\frac{2.\,g.\,b}{K^2}\int_0^\infty e^{-cx}.\,dx$$

nun ist für $x=\infty$

$$K\sqrt{J_0}=\sqrt{2.\,g.\,b\,(1-e^{-cx})}, \qquad e^{-cx}\big|_{x=\infty}=0$$

$$K\sqrt{J_0}=\sqrt{2.\,g.\,b}$$

$$J_0=\frac{2.\,g.\,b}{K^2}$$

Man sieht die beiden ersten Integrale sind fortlaufend identisch, heben sich daher immer weg.

Da die Funktion durchaus stetig ist, wird auch beim Grenzübergang nichts geändert, also auch für die Grenze $x=\infty$, an der die beiden Integrale unändlichen Wert annehmen, heben sie sich weg.

Es bleibt also

$$y=\frac{2.\,g.\,b}{K^2}\int_0^\infty e^{-cx}.\,dx$$

$$=\frac{2.\,g.\,b}{K^2}\cdot\frac{e^{-cx}}{-c}\Bigg|_{x=0}^{x=\infty}$$

für $x=\infty$ ist $e^{-cx}=0$, der wert an der oberen Grenze$=0$. Für $x=0$, ist $e^{-cx}=1$,

$$y=0-\frac{2.\,g.\,b}{K^2}\cdot\frac{1}{-c}=\frac{2.\,g.\,b}{K^2.\,c}$$

$$y=b$$

$$b=\frac{2.\,g.\,b}{K^2.\,c}\qquad 1=\frac{2.\,g}{K^2.\,c}$$

daraus

$$c=\frac{2.\,g}{K^2}$$

Auch das b ist berechenbar

$$J_0=\frac{2.\,g.\,b}{K^2}$$

$$J_0=c.\,b$$

$$b=\frac{J_0.\,K^2}{2.\,g}$$

Man könnte nun noch, wenn man das wollte, das c in den Größen K^2, g, J_0 ausdrücken und ebenso das x.

Zur Kontrolle ließe sich noch das b auf andere Weise bestimmen: (siehe Abb. 18)

Abb. 18.

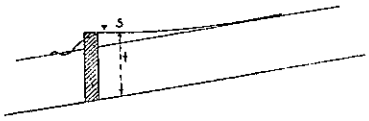
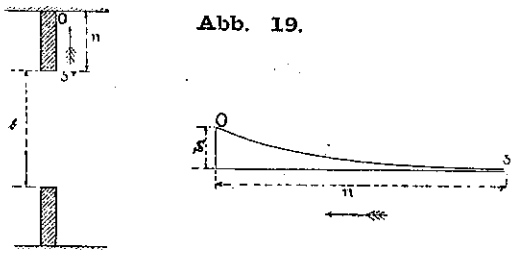


Abb. 19.



Für den Bauingenieur ist die Stauhöhe, also die Höhenlage des Punktes s errechenbar. (siehe Abb. 19)

$$S=\frac{V^2}{2.\,g}+J.\,n$$

Daraus erkennne ich die ideelle Höhenlage des Wasserspiegels im

Eck 0.

Daraus läßt sich wiederum das b errechnen, und dann weiter das c. Die Höhe s ist nur ideelle, denn wo der Wirbel beginnt, beginnt die Energievernichtung, welche sich in einem Absenken des Spiegels in der Nähe der Ecke ausdrückt, s ist also nicht wirklich meßbar.

Das Ähnlichkeitsgesetz.

Zur Ermittlung des Widerstandes an Schiffen in Wasser hat man versucht, aus dem Widerstand eines viel kleineren Schiffes, eines Modelles des großen, auf den Widerstand eines großen Schiffes zu schließen. Zu diesem Behufe haben Froude und Reynolds eine eigene Theorie über das Verhalten von Druck und Geschwindigkeit an ähnlichen Stromlinienbildern aufgestellt.

Formt man die Euler'sche Gleichung entsprechend um, so bekommt man 3 charakteristische Arten von Gliedern:

$$\frac{\gamma}{g} \cdot \mu \cdot \frac{\partial \mu}{\partial x} \qquad \text{Trägheitswirkung}$$

$$-\frac{\partial p}{\partial x} \qquad \text{Druckgefalle}$$

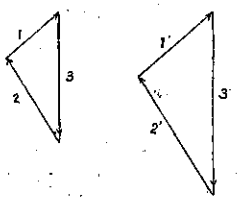
$$\gamma \qquad \text{Schwerkraft}$$

Alle 3 Glieder haben die Dimension von Kräften, welche an der Volumseinheit angreifen. Bilden diese 3 Arten Kräfte ein Krafteck, welches geschlossen ist, *d. h* also stehen diese 3 Kräfte im Gleichgewicht so ist die relative Ruhe, *d. h* die stationäre Bewegungsform der Strömung gesichert.

Es ist zweifelsohne der Fall, daß die ähnlichen Stromlinien entstehen, das heißt, daß ich mir das Bild der Stromlinien vergrößert oder verkleinert denken kann, wenn dabei die Kraftecke an allen Stellen ähnlich den Kraftecken der beiden Vergleichsbilder sind. Ich setze die Kräfte ins Verhältnis. Es müssen sich verhalten:

$\frac{1}{1'} = \frac{2}{2'} = \frac{3}{3'}$, sollen die Kräftdreiecke ähnlich sein. (siehe Abb. 20)

Abb. 20.



Also

$$\frac{\frac{\gamma}{g} \cdot \mu \cdot \frac{\partial \mu}{\partial x}}{\frac{\gamma}{g} \cdot \mu' \cdot \frac{\partial \mu'}{\partial x'}} = \frac{-\frac{\partial p}{\partial x}}{-\frac{\partial p'}{\partial x'}} = \frac{\gamma}{\gamma'}$$

$$\frac{\mu}{\mu'} = fv \qquad \frac{p}{p'} = fp \qquad \frac{x}{x'} = fl$$

$$\frac{fv^2}{fl} = \frac{fp}{fl} = 1$$

Man sieht, da $\gamma = \gamma'$ ist, daß das Stromlinienbild am original nur dann ähnlich ist, wenn die Kräfte überall gleich sind, d.h die Kräftecke nicht nur ähnlich sondern direkt gleich sind.

So können wir schreiben

$$\frac{fv^2}{fl} = 1 \qquad fv = \frac{v}{v'} \qquad fl = \frac{l}{l'}$$

daher

$$\frac{v^2}{v'^2} = \frac{l}{l'}$$

$$\frac{v^2}{l} = \frac{v'^2}{l'} = \text{konstant}$$

(nach Blasius, Forschungsarbeiten.)

Das ist für ideelle Flüssigkeiten. Auch für Reibungsströmungen läßt sich eine Ähnlichkeit des Strömungsvorganges nachweisen. Für diese lautet die erweiterte Euler'sche Gleichung:

$$\frac{\gamma}{g} \cdot \mu \cdot \frac{\partial \mu}{\partial x} \qquad \text{Trägheitskraft}$$

$$\gamma \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \qquad \text{Druckgefalle}$$

$$\frac{\gamma}{g} \cdot \nu \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial y^2} \qquad \text{Reibungskraft}$$

Dazu ist zu bemerken: Das zweite Glied hat die gleiche Form wie das erstemal da $p = \gamma \cdot h$ ist ν ist der sogenannte kinematische Zähigkeitskoeffizient $\nu = \frac{\mu}{\gamma}$.

Da die Kraftecke wieder ähnlich sein müssen

$$\frac{f\gamma}{fg} \cdot \frac{fv^2}{fl} = \frac{f\gamma \cdot fh}{fl} = \frac{f\gamma \cdot f\nu \cdot fv}{fg \cdot fl^2}$$

Wenn gleiche Flüssigkeiten, also z.B Wasser, zum Modellversuch verwendet werden, so ist

$$f\gamma = 1 \qquad fg = 1 \qquad fl = fh$$

so daß bleibt:

$$\frac{fv^2}{fl} = 1 = \frac{f\nu \cdot fv}{fl^2}$$

Daraus ergibt sich durch entsprechendes auskürzen

$$\frac{fv.fl}{f\nu}=1$$

also

$$\frac{v_1.\,l_1}{\nu_1}=\frac{v_2.\,l_2}{\nu_2}=\text{konstant}$$

$$\frac{v.\,l}{\nu}=\text{konst.}$$

Da das ν eine reine Temperatursfünktion beim gleichen Material ist, so kann man schreiben: Für reibende Flüssigkeit

$$v.\,l=\text{konst.}$$

Die Versuche mit den Fronde'schen Regeln beim Schiffswiderstand haben gezeigt, daß die tatsächlichen Größen hinter den errechneten zurückbleiben[1]. Man hat sich daher in der Praxis dadurch geholfen, daß man gebrochene Exponenten eingeführt hat, welche sich dann sehr gut bewährt haben. Wir wollen das hier auch versuchen. Nicht nur in diesem Fall ist das geschehen, sondern auch bei den sehr verwandten Rohrwiderstandsformeln.

Die Versuche in der Wasserbauanstalt lassen sich in eine Kurve einordnen, welche einer Parabel ähnlich ist, aber nach der Seite zu verschoben ist.

Wir wollen nun an Hand der vorhandenen Versuchsdaten sehen, ob das Ähnlichkeitsgesetz tatsächlich Geltung hat. Wir wissen bereits, daß wenn das Loch genugend weit weg ist, das ganze Phenomän durch das weiter Weg stehende Loch nicht beeinflußt wird. In einem solchen Fall wollen wir bei gleicher Buhnenbreite, die Größen a (x) vergleichen, und sehen, was für eine Funktion der Geschwindigkeit sie sind.

Breite des Gerinnes: 70 cm

Bei 3 l/sec: (0.003 m^3/sec) ist $V=\frac{Q}{F}$ und $F=B.\,a$

Das a ist die Spiegelhöhe im unendlichen, also aus Gleichung $y=a+b.\,e^{-cx}$ entnommen.

$$a=0.02\text{ m},\quad B=0.7\text{ m}$$

$$v=\frac{0.003}{0.7\cdot 0.02}=0.214\text{ m/sec}$$

Für 8 l/sec: (0.008 m^3/sec)

$$a=0.052$$

$$v=\frac{0.008}{0.052\cdot 0.7}=\frac{0.008}{0.0364}=0.22\text{ m/sec}$$

1) Lorenz. II, Technische Hydromechanik S. 442.

Nach dem Ähnlichkeitsgesetz soll sein

$$\frac{v_1^2}{x_1}=\frac{v_2^2}{x_2} \qquad \frac{0.214^2}{0.18}=\frac{0.22^2}{?} \qquad ?=0.1902$$

Dem Ähnlichkeitsgesetz nach sollte die Größe x_2 auf 0.1902 m anwachsen. In Wirklichkeit wächst sie nur auf 0.185 an. Es bleibt also der wirkliche Wert hinter dem errechneten zurück, wie bei der Theorie des Schiffswiderstandes.

Es gibt also nicht

$$x_2=\left(\frac{v_2}{v_1}\right)^2 . x_1 \quad \text{sondern}$$

$$x_2=\left(\frac{v_2}{v_1}\right)^m . x_1, \qquad 0.185=\left(\frac{0.22}{0.214}\right)^m . 0.18$$

Die Versuche wurden für diesen Zweck in einem zu engen Bereich vorgenommen, so daß man nicht mit befriedigender Sicherheit auf Objekte großen Maßstabes schließen kann. Würden die bei den Versuchen gemachten Erfahrungen allgemeine Gültigkeit haben, so wäre der Koeffizient $m=0.991$, statt $m=2$.

Nehmen wir nun einen Punkt, bei dem das Loch eine größere Rolle spielt, also die Buhne kürzer ist, so sieht man das die Wirbelgröße mit zunehmender Geschwindigkeit abnimmt. Es wäre also ein Ansatz von der Form

$$v . l = \text{konst}$$

gerechtfertiger. Das hat seinen guten Grund. Erstens spielt infolge der größeren Geschwindigkeit die Reibung in der Nähe des Loches eine größere Rolle, außerdem versucht der wieder in die Hauptrichtung abgelenkte Wasserstrom den Wirbel wegzudrücken, damit er Platz hat, so daß der Wirbel aus dem Grund wieder kleiner wird. Es wird auch hier wieder allgemeiner gelten

$$v^n . l = \text{konst.}$$

Nun ist es selbstverständlich, daß die beiden Funktionen nicht in irgend einem Punkt aneinander stoßen werden, sondern stetig ineinander übergehen werden, wenn man sich das l (Buhnenlänge) geändert denkt. Wir können das mäthematisch auf 2 fache Art ausdrücken. Entweder denkt man sich die beiden Exponenten m und n in einen sich änderunden r zusammengezogen, welcher abhängig von der relativen Buhnenlänge $\frac{l}{B}$ ist also $x=\alpha . v^r$

$$r=f\left(\frac{l}{B}\right)$$

Dieser Ausdruck ist wegen des praktischen Rechnens etwa unangenehm. Oder: Wir stellen das x als Summe aus 2 Gliedern dar, welche die charakteristische Form der beiden abgeleiteten Beziehungen haben. Außere dem versehen wir sie mit einem Koeffizienten, welcher von $\frac{l}{B}$ abhängt, und so beschaffen ist, daß das Glied jeweils überwiegt, in dessen Gebiet man sich befindet, also stwa von folgender Art:

$$x = \alpha . K . v^m + \beta . K_2 . \frac{1}{v^n}$$

wobei $\alpha = f_1\left(\frac{l}{B}\right)$ und $\beta = f_2\left(\frac{l}{B}\right)$

im einfachsten Fall

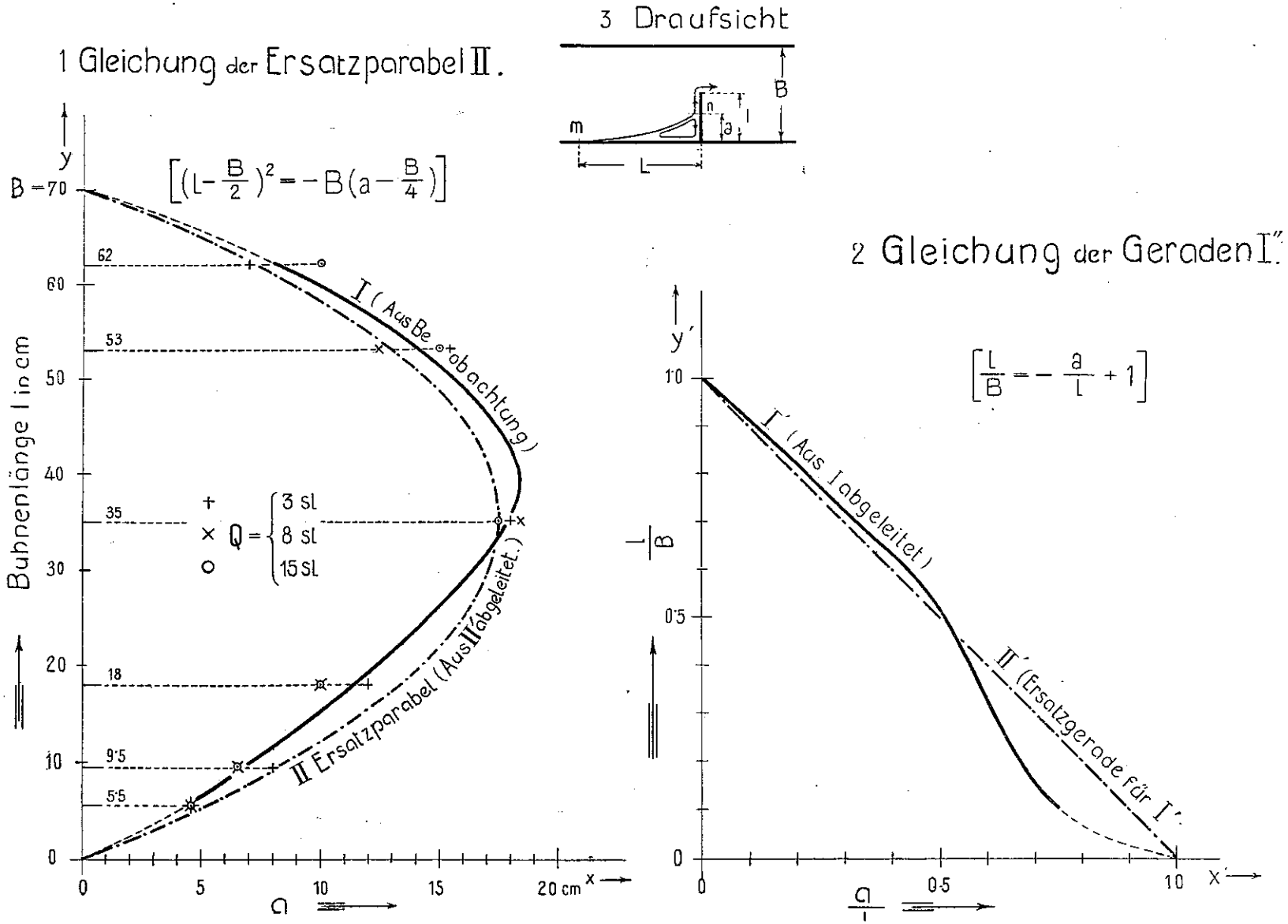
$$x = \frac{l}{B} . K_1 . v^m + \frac{B-l}{B} . K_2 . \frac{1}{v^n}$$

ist l klein, überwiegt das 2te Glied, ist l groß, überwiegt das erste Glied.

Koeffizienten sind hier k_1, k_2, m, n Zur Bestimmung von allen diesen brauchen wir mindestens 4 bekannte Versuche; es wäre da am besten, an bereits bestehenden Ausführungen Nachmessungen vorzunehmen. Am besten so, daß man das x an zwei verschiedenen Ausführungen mit verschiedenen $\frac{l}{B}$ mißt, aber gleiche Geschwindigkeit abwartet. (also bei dem mit kleinerer Geschwindigkeit einen höheren Wasserstand abwartet, so daß die Geschwindigkeit dann steigt.) Unter der Geschwindigkeit v ist hier jene zu verstehen, welche dem ungestauten Fluß entspricht, also $v = k . \sqrt{J_0}$. Nun kann man v^m und $\frac{l}{v^n}$ eliminieren. Bei zwei weiteren Versuchen, welche bei verschiedener Geschwindigkeit vorgenommen werden, lassen sich dann alle 4 (k, k, m, n) Konstanten genau bestimmen. Durch weitere Einfugung von Versuchswerten lassen sich dann die Koeffizienten mit großerer Sicherheit angeben.

Hat man auch die genauere Gleichung noch nicht gefunden, so lassen sich dennoch Berechnungen durchführen. Zunächst berechnet man das $\frac{l}{B}$ und bestimmt das x nach der Parabel. Sind die Geschwindigkeiten größer als im Vorversuch, (was gewöhnlich der Fall sein wird) so kann man sicher folgendes sagen. Ist $\frac{l}{B} > \frac{1}{2}$, so liegt der Punkt x sicher weiter gegen das Loch zu, als es der Parabel nach entspricht. Ist $\frac{l}{B} < \frac{1}{2}$, so liegt der Punkt sicher weiter gegen das Eck zu, als der Parabel entspricht, (das heißt, als das $\frac{a}{l}$ nach der zweiten

Abb. 21


1 Gleichung der Ersatzparabel II.
$\left[\left(L-\frac{B}{2}\right)^2=-B\left(a-\frac{B}{4}\right)\right]$
3 Draufsicht
B
m
n
l
a
L
y
B = 70
62
60
53
50
40
35
30
20
18
10
9·5
5·5
0
Buhnenlänge l in cm
+ 3 sl
× Q = 8 sl
o 15 sl
I (Aus Beobachtung)
II Ersatzparabel (Aus I abgeleitet.)
0
5
10
15
20 cm
x
a
2 Gleichung der Geraden I''.
$\left[\frac{L}{B}=-\frac{a}{L}+1\right]$
y'
1·0
0·5
0
L/B
I' (Aus I abgeleitet)
II' (Ersatzgerade für I')
0
0·5
1·0
x'
a/L

Kurve (Geraden) wäre). Wie groß dieser Betrag ist, ließe sich noch durch unterstehende Gleichungen als eine zweite Grenze angeben.

$$\left(\frac{v_1}{v_2}\right)^n = \frac{l_2}{l_1} \qquad \text{und} \qquad \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^m = \frac{l_1}{l_2}$$

Darinnen muß der Punkt liegen. Als v_1 und l_1 die Verhältnisse des Vorversuches, aus v_1 und l_2 die Verhältnisse des zu berechnenden Objektes.

Diese Einschließungsmethode, die gewiß am raschesten zu dem praktischen Ziel der Bestimmung der Lage des Punktes führen wird, bedingt, daß man die beiden obenangeführten Gleichungen an praktischen Ausführungen erprobt und m und n noch soweit korrigiert, daß alle bisher bekannten Punkte eingeschlossen werden. Nun noch kurz über die Parabel, wie die Versuche ergeben haben, ist die Kurbe der Versuchspunkte nicht genau eine Parabel, sondern sie weicht etwas nach der Seite davon ab (siehe Abb. 27.) Die Parabelgleichung wäre

$$\left(l - \frac{B}{2}\right)^2 = -B\left(a - \frac{B}{4}\right)$$

$$\left(l - \frac{B}{2}\right)^2 = -B.\ a + \frac{B^2}{4}$$

$$a = \frac{-\left(l - \frac{B}{2}\right)^2 + \frac{B^2}{4}}{B}$$

Wir fügen nun noch ein Glied hinzu, welches die Kurve genauer wiedergibt.

$$a = \frac{-\left(l - \frac{B}{2}\right)^2 + \frac{B^2}{4}}{B} - 0.0214\, B.\ \sin \frac{2\pi.\, l}{B}$$

Um sicherere Schlüsse zu gestatten, hätten die Versuche auf ein größeres Geschwindigkeitsbereich ausgedehnt werden müssen. Man war an ein kleines Geschwindigkeitsintervall gebunden, weil $J_0 =$ konst war, da die Gerinnesohle fest eingebaut war.

End

第十節 淨化水溢流溝 14
第十一節 汚泥槽 15
第十二節 淨化水排流管 16
第十三節 處分休止の場合 16
第十四節 機械設備 17
第十五節 汚泥乾燥床緒言 19
第十六節 汚泥乾燥床面積 20
第十七節 汚泥乾燥床構造 21
第十八節 設備總工費 23
第十九節 運轉經過の大要 23
第二十節 處分成績 25
第二十一節 所要動力 30
第二十二節 終詞 30

附圖目次

第一 全設備平面圖
第二 汚泥槽並に汚泥喞筒室
第三 混液攪拌機
第四 汚泥掻寄機
第五 汚泥乾燥床
第六 攪拌槽內汚泥沈着狀態變化圖及び其の一
第七 攪拌槽內汚泥沈着狀態 其の二及び其の三

附表目次

第一 促進汚泥法流入下水水質試驗成績表
第二 促進汚泥法流出水水質試驗成績表
第三 促進汚泥法作業表
第四 撒水濾過法流入下水水質試驗成績表
第五 撒水濾過法流出水水質試驗成績表

寫眞目次

第一 攪拌槽
第二 攪拌機
第三 汚泥掻寄機及びダウンテーキ

第四　淨化水溢流堰

第五　汚泥槽

第六　汚泥乾燥床全景

第一節　緒　言

方今歐米文明國に於ては一般公衆衛生に留意し，曩に北米合衆國の一富豪は，世界各國の衛生團體に巨萬の富を喜捨し，我國の其れにも申出でたることあり。殊に疫病の根源たる汚水の處分に對しては，種々苦心研究をなし，歐洲大戰後英國 1 箇國のみに於て之等の設備に費されたる金額は，實に數億圓に達するものゝ如し。我國に於ても漸次衛生思想の發達を見つゝありとはいへ，疫病の結果處置たる醫術及び醫學の發達に比する時は，此公衆衛生の根幹をなすべき，言はゞ傳染病の原因處置たる下水道施設の如きに至りては，從來甚だしく閑却せられたる狀態にあり。此事實は今日下水道の施設を有し又は有せんとして準備中のものを合せ，全國僅かに 20 數箇市町に過ぎざるを見るも明かなる所なり。

然るに人口の增殖は內地のみに於て，昨年 80 萬を超えたりと聞く。之が漸次鼠算を以て增加するとき，又人口の都市集中が世界的趨勢にして其勢を絕たざる時は，6 大都市及び 25 中都市に都市計畫法を實施するのみにては及ばざる事となり，其他の市町も遠からず此法規のもとに都市の科學的施設を備へざるべからざる事となる可し。

茲に於て下水道の施設は各市に其必要を促し，汚水處分はやがて姦しき問題となるべし。東京市の如きは世界に於ける屈指の人口稠密都市にして，又其隣接地も全く都會化し其發展の停止する所を知らざる程なるが故に，下水道施設の必要は今や獨り現在の東京市のみに止まらず，之等隣接地に於ても同樣にして，又之等の市街を貫く河川或は近海に下水を無處分の儘放流することは極めて危險なることゝなれり。殊に國民性として下水を道路に撒布し，好んで魚貝を常食する點に於て猶一層の危險度を增すものなり。

東京市に於ては此處に見る所あり，帝都復興の事業費中に汚水處分の試驗費を計上し，試驗設備として略實行的に近き促進汚泥法の設備を昨春より本春迄の間に設計及び設備し，又下水課長原技師は昨夏より本春迄の間歐米に於ける下水道の施設，主として處分法を視察して歸朝せられたり。

抑促進汚泥法なる下水處分方法に就ては此處に改めて詳述せざるも，其概要は周知の事と考へらるゝ所にして，マンチェスター市のアーダーン及びロケット氏に依り完成せられたる方法なり。又空氣を以て攪拌する代りに機械裝置を以て攪拌する方法は，シェフィールド市のハーワース及びボルトン氏の工夫せるものなり。而して最近に於ける米國ミルウォーキー市技師ハットン氏の言を借る時は，促進汚泥法は汚水處分の萬能藥ならざるべきも，方今處分上

に根を下したる確定的良法なるが如し，即ち此方法が發表せられし以來猶十二三年に過ぎざるも，逐次濾過床等は此方法の設備に改造せらるゝもの多き狀態にして，急速の普及を見つつあるが如し。殊に蠅の發生を止め臭氣の發散なき點及び曝氣式に於ける著しき面積の收約等は，此方法の特長とする所にして從來の處分法に於て類例を見ざる所なるが故に，科學的の特點と相俟て人の歡迎する所となるものなるべし。東京市が試驗的設備として本法を選び，猶其中の攪拌式を選びたるは，恰も適當なる池を有せし爲めと攪拌式が曝氣式に比し比較的簡單なる操作に依り行はるゝが爲めとに依るものなり。

著者は之が設計に當り未だ其實例を見學したる事なく，之が說明を詳細にせる良書を得る能はず，加ふるに復興事業の多端なる事務を處理しつゝあるが爲め，東奔西走して外國の施設を視察研究せられたる諸先輩の智識を讓り受くべき多くの暇を有せず、只僅かなる餘暇を以て諸雜誌に散見せる不正則なる綜合智識を以て設計したるものなるのみならず，本設備は在來構造物を利用し試驗的意味の下に工費を緊縮し，假施設をなしたるものなれば，多くの無理なる點を存し，大方諸賢の指導を受く可き幾多の點あるべきを自覺す。幸に教示を垂れ給はゞ不肖のみならず多くの衞生技術者の將來に資すること大なるべきを信ず。

第二節　計畫の大要

本設備は工費の節約を計り尙ほ成可く實際運用に適するものとなす爲め，三河島汚水處分場の 1 個の在來沈澱池を供して，之に必要なる設備をなし，他に之に附隨する二三の必要なる小設備を施すものなり。

三河島汚水處分場に現存せる第六沈澱池（內法長さ 280 尺，幅 70 尺）の內部を締切り，一部は內法長さ 240 尺，幅 70 尺の攪拌槽となし，殘部は更に之を 2 個に仕切り各々之を沈澱槽となす。淨化流出水は新設す可き排流管に依り在來汚水濾過床の淨化水排出側溝に流す。沈澱槽に沈澱する促進汚泥は新設す可き汚泥槽に集め、此所に於て壓搾空氣を汚泥中に送りて强烈なる淨化作用を有する促進汚泥となし，之を喞筒に依り汲上げ返送汚泥管を通じて攪拌槽に返送す。剩餘の汚泥は汚泥槽底に設くる弇を開く事に依り汚泥乾燥床に入る。猶乾燥不能の場合を慮り在來汚泥喞筒井に通ずる排出管を設けたり。之に依れば促進汚泥をして他の處分汚泥と共に在來の設備を通じて海棄處分をなすことを得。此他の新設備として上家 2 棟を設け，一つは攪拌機を運轉すべき電動機其他一式を格納し，他の一つは汚泥揚昇喞筒空氣壓搾機及び之等に要する電動機其他一式を納む。

第三節　處分汚水量

既設混凝土池の內部に加工して攪拌式促進汚泥處分槽を形成するが故に，之に依り處分すべき汚水量等は之に適する樣逆に算出す。處分せらるべき汚水量は出口及び入口に於て之を

調整することに依り相當大なる範圍迄調整することを得るを以て，實際運用に當り最も經濟的にして能率良き量に調整する必要あり。然れども設計に當り基準亦無かる可からず。

シェフィールドの本法に依る擴張計畫を見るに 12 個の攪拌槽に依り處分せらる可き下水量は，1 日 1 500 萬ガロンなり。故に單位處分槽の能力は 1 日 125 萬ガロンなり。此內現在旣に(大正 14 年 7 月現在)設備完了し運轉しつゝある第三及び第六の二つの單位は、現に各 1 日 80～100 萬ガロンの下水を處分しつゝあり。

$$1\,250\,000^{\text{ガロン/日}} = 14.5^{\text{ガロン/毎秒}}$$

$$= 2.32^{\text{立方呎/毎秒}}$$

此單位槽の容量は凡そ次の如し

$$265^{\text{呎}}\ (\text{長さ}) \times 130^{\text{呎}}\ (\text{幅}) \times 4.4^{\text{呎}}\ (\text{水深}) = 151\,580^{\text{立方呎}}$$

但し回路間仕切壁の厚さをも此の中に含む。

回路全延長＝5 540 呎

回　路　數＝20 又は 22 (縱), 1 (橫)

回路斷面＝6呎(幅)×4.4呎 (水深)

橫回路 5.5呎×4.4呎

本計畫の攪拌槽容量は凡そ次の如し

$$240^{\text{呎}}\ (\text{長さ}) \times 70^{\text{呎}}\ (\text{幅}) \times 7^{\text{呎}}\ (\text{深さ}) = 117\,600^{\text{立方呎}}$$

回路全延長＝3 910 呎

回　路　數＝16 (縱), 1 (橫)

回路斷面＝4.38呎 (幅)×6.6呎 (水深)

橫回路 4.25呎×7.5呎

依て本計畫の槽容量とシェフィールドの槽容量とを比較すれば

$$\frac{\text{本計畫槽容量}}{\text{シェフィールド槽容量}} = \frac{117\,600}{151\,580} = \frac{75}{100}$$

$$\frac{\text{本計畫回路全長}}{\text{シェフィールド回路全長}} = \frac{3\,910}{5\,540} = \frac{70}{100}$$

以上の如き比較により目算を建つるときは，シェフィールドの處分下水量に比し本計畫の單位は約其 70% の量を處分することが安全なりと認めらる。但し今は前者の下水と後者の下水とが其强度或は性質に於て如何に相違するかに想到せず。故に實際運用に當りては處分下水量を此比率以上に增加しても良結果を得らるゝか、又之より低減せざれば良結果を得られざるかは，本設備に於て試驗すべき大なる事項の一つなり。

シェフィールドの單位槽の處分下水量は現在每 24 時に付 100 萬ガロンなり依て本計畫に於ては其約 70% とすれば

700 000 ガロン毎24時＝1.3 立方呎毎秒

猶ほシェフィールドの設備の如く，充分なる能率を擧ぐる場合には，普通の 2 割 5 分も多く處分し得らるゝものとすれば

700 000 ガロン毎日 ×1.25＝875 000ガロン毎日 ＝140 200立方呎毎日

＝ 10.1ガロン毎秒 ＝ 1.62立方呎毎秒

第四節 汚泥量

各種下水處分法に於て生ずる汚泥の量は，其處分法に依り又氣候に依り異るものにして，又勿論下水の濃度に依り大に差異あるも大體次の如きものなり。

	汚泥量/下水量
化學沈澱法（普通汚泥）	4 900/1 000 000
普通沈澱法（ 同 ）	2 500/1 000 000
インホッフ槽（促進汚泥）	300/1 000 000～ 750/1 000 000
普通沈澱法（ 同 ）	1 500/1 000 000～4 000/1 000 000
化學沈澱法（ 同 ）	3 000/1 000 000～6 000/1 000 000

本設備に於ける沈澱槽は，歐米に於て普通に見るアップライトタンク式の能率良き式に非ずして，工費を節約する關係上又試驗設備の意味を以て斯くの如き新設備を施すことなく，在來構造物（在來沈澱池の一隅）を用ふるを以て，其水深は約 8 呎位に過ぎず其底部は水平なり。故に充分の沈澱作用をなすや疑はし。依て沈澱汚泥量は安全を期し稀薄にして多量に生ずることを豫想し，之を下水量に比し 6 000/1 000 000 位と假定したり。

本設備に於て處分す可き下水量は 1 日 700 000 ガロンなるを以て 6 000/1 000 000 の汚泥を生ずるものとすれば，其汚泥量は 4 200 ガロンとなる。

4 200 ガロン毎日 ＝670 立方呎毎日

＝ 0.05 ガロン毎秒 ＝0.008 立方呎毎秒

返送促進汚泥量は常に一定量が回路其他の設備中を循環するものなるを以て，生ずる汚泥量には關係なし。然れども今迄述べ來りたる汚泥量は，處分下水量 1 日 700 萬ガロンに對するものにして，本設備に於てもシェフィールドの將來の運轉計畫の如く普通よりも約 2 割 5 分も多く處分するも良結果を得らるゝ場合に於ては，1 日の處分下水量は 875 000 ガロンとなる。之より生ずる汚泥量は 6 000/1 000 000 とするときは 5 250 ガロン毎日なるべし。

5 250 ガロン毎日 ＝840 立方呎毎日

＝ 0.06 ガロン毎秒 ＝0.01 立方呎毎秒

斯の如き計算となるを以て汚泥槽は 1 日 840 立方呎を容るゝに足る容量となしたり。換言すれば餘剩汚泥は 1 日 1 回汚泥槽より排出すれば宜しき譯なり。之に就ては後說すべし。

第五節 淨化流出水量

淨化流出水量は處分下水量より汚泥量を控除したるものなり。

700 000 ガロン/毎日 −4 200 ガロン/毎日

=695 800 ガロン/毎日 =111 000 立方呎/毎日

= 8 ガロン/毎秒 =1.28 立方呎/毎秒

又若し處分能力充分にして良成績を擧ぐる場合には

875 000 ガロン/毎日 −5 250 ガロン/毎日

=869 750 ガロン/毎日 =139 380 立方呎/毎日

= 10 ガロン/毎秒 =1.60 立方呎/毎秒

第六節 返送促進汚泥量

返送汚泥量は促進汚泥法の初期時に於ては 25〜30% (普通此百分率は 1 時間靜止沈澱後を以て標準とす) を以て適當なりと考へられしが，今日に於ては純家庭汚水の如き或る下水には 5% 位の少量を以て作業をなすが經濟的なりと考へられ居れり。然れども平均として 15〜20% が普通ならん。要するに汚泥の量多れけば多き程酸素の所要量多く又返送動力の所要多きものにして，其代りに流入下水の性質の變化に對し安全に處分し得るものなり。本設備に於ては最大 25% 迄を容るゝことゝし諸般の設備を施したるを以て，實際運轉に當りては此量を種々に變化し試驗の結果を見んとするものなり。

上記の理由に依り返送汚泥量は最大に於て流入下水の 25% とするときは

流入下水量=700 000 ガロン/毎日

=112 000 立方呎/毎日

返送汚泥量=700 000×0.25 ガロン/毎日

=2 ガロン/毎秒 =0.325 立方呎/毎秒

又最大流入下水量のときは

最大下水量=875 000 ガロン/毎日

=140 000 立方呎/毎日

返送汚泥量=875 000×0.25 ガロン/毎日

=2.5 ガロン/毎秒 =0.41 立方呎/毎秒

第七節 下水及び汚泥混液攪拌槽

本槽は在來撒水濾過法の豫備處理沈澱池の 1 箇長さ 280 尺，幅 70 尺のものを仕切り，附圖第一に示すが如く長さ 240 尺，幅 70 尺のものとなし，之を縱 16 個，横 1 個の循環回路に仕切りたり。之等の隔壁は試驗的設備として將來取除き又試驗中と雖も變更し易くせんが

爲め，厚さ 1 寸の亞米利加松板を以てすることゝとし，之を支ふる爲めに角形鐵材を抱き合せになしたる支柱を約 9 尺置きに立て並べ，各支柱は左右前後のものと上部に於て鐵棒を以て連結し下部に於ては角形鐵材を以て連結し，以て傾倒を防ぐことゝす。各支柱は槽底に置かれたるのみにして埋込みをなさず，又相互の連結はボルト締めとなすを以て之等は試驗終了後容易に除去せられ元の槽となすことを得。槽底は在來槽底を其儘用ひたる爲め，傾斜を有し場所に依り其標高を異にし，最も高き所と，最も低き所とを比較するときは 2.4 尺位の差あり。

本槽底を何故に水平面に直さゞりしかといふに，之も工費を節約すると共に將來試驗終了後元の槽底に容易に復歸せしむるを得る考より試驗中の些少の支障は之を隱忍せんとするに外ならず。

縱回路は一つの長さ約 240 尺，有効幅員 4.27 尺，水深最小 4.2 尺，最大 7.7 尺，平均 6.6 尺位にして，横回路 1 個は長さ 70 尺，有効幅員 4.25 尺，水深平均 7.5 尺位なり。此横回路は第十六縱回路と第一縱回路とを連結し全回路は無終端回路となる。

縱回路の隔壁の中央部 30 尺丈は何れも鐵筋混凝土造の壁となし攪拌機の軸受臺を其上に載せることゝす。

槽中の下水及び汚泥の混液は各縱回路中に設備する夫々 1 個の攪拌機により流動し，全回路を絶えず循環する流れを生ず。而して空氣に接觸することに依り流入下水中の新汚泥は促進汚泥と化し，返送せられたる促進汚泥は其强烈なる淨化作用を持續す。

槽中の混液が絶えず循流する間に新なる沈澱下水は在來沈澱下水流出溝より 15 吋の鐵管に依り其溝の壁を貫きて第二縱回路に入る。又沈澱せざる生下水を處分すべき試驗の爲め，第一回路と第十六回路とを接續する横回路の底部に鐵管を布設し，其入口は沈澱池に入りたる許りの未沈澱下水を取入れ之を第一回路中の出口に吐かしむる副裝置を合せ備ふ。斯くの如く處分せらるべき下水が流入すると同時に，横回路の側面に 2 箇所の出口を通して流入下水と等量の淨化下水流出し 2 個の沈澱槽に入る。

玆に於て考ふるに流入下水の1部は槽中を循流して外出することなく，未來永劫循流するものもある可く又入口より槽中を只一度丈け通過して出口より流出する部分もあるべし。若し槽中を循流する下水及び汚泥の混液は永久に其淨化力を減ずること無くして永久に循流し，處分すべき下水の槽中に入りたるものは只 1 回槽中を循流して淨化せられ悉く流出するものならば最も理想的といふべし。然れども斯くの如きことは如何なる方法に依るも不可能事にして寧ろ空想に過ぎず，只本方法の極端なる場合として考ふることを得るのみ，普通の場合に於ては一旦槽中に入りたる下水は混液に混じ加ふるに攪拌機に依り一層均一に混合せらるゝを以て，流出する液體は今入り來りたる下水と槽中を循流し居りし混液との兩方なること

疑を容れず。

前述の如く新に入り來りし下水が只一度槽中を通過して全部流出すると考ふるが如き極端なる場合に於ても，此新入下水は槽中の淨化作用强烈なる混液に接觸して，充分なる淨化をなして流出するものなることは此攪拌式促進汚泥法の特徴なり。シェフィールド市のハーワース氏の曰ふ所に依れば，新入下水は流入後五六の回路を通過する間に充分淨化せられ其餘の回路は新入下水中に含まるゝ汚泥を單に促進汚泥に化せしむる效用をなすものなりと。

新古下水の割合が淨化能率に至大の關係を有することは前述する所により自ら推考せらるべく，其最も能率良き淨化程度を與ふる爲めには，流入下水量，槽の容量，循環回路の延長，通過時間等は各相互に適當の關係を保たしめざる可からず。是實際運用に當り種々其關係を變じて試驗をなし下水の濃度或は性質に應じ適當なる關係を發見するに非ざれば豫め知悉し得ざる所にして，机上に於て理論を以てのみ定め得ざる事に屬す。

是或は現在に於ける本法に對する學術的研究の進步せざるに依るものとも考へらるゝを以て，將來に於ては或は下水の物理學的，化學的乃至は細菌學的調査の要素を基礎とし，之等の關係を如何に保たしむれば最も良好の處分能率を擧ぐるを得るかを，机上に於て設計し夫に應ずる設備と運用とをなさば豫定の淨化成績を擧ぐるを得るに至らん。

吾人は上述の如き研究の速かに進步せんことを期するものなれども，今日に於ては未だ彼是と確定せる設計，設備又は運用法なきを以て，今は最も古く而して能率を相當に擧げ居れるシェフィールド及びイーストハムの設備及び運轉法を參考として，又經濟上の制限に依り在來の他の設備をも利用する關係上之にも適するが如き設備となし，專ら運轉方法を種々に變じて最も良き處分率を與ふる關係を見出さんとするものなり。勿論攪拌方法も此シェフィールド又はイーストハムのものが最も良好なる方法なりと信じて此式を採りたるものに非ず，若し夫此式を採用せる大なる理由に至りては恰も之に適する在來槽を合せたる爲めと云はざる可からず。而して攪拌法も水面に於て回轉する水車式を採れるも實際運轉に當り猶他の方法をも併せ試驗し度き考なり。

混液と處分す可き下水量との比は シェフィールドの設備に於ては

回路總長＝5 540 呎

入口より出口迄の回路長＝5 100 呎

回路幅（有効幅に非ず）＝6 呎

回路水深＝4.4 呎

流速＝1.5 呎每秒

入口より出口に至る時間＝56.6 分

回路中の流量＝39.6 立方呎每秒

內新下水流入量＝2.32 立方呎毎秒

混液對下水量＝37.28 ： 2.32＝16 ： 1

イーストハムの設備に於ては

回路總長＝3 345 呎

入口より出口に至る回路長＝3 050 呎

回路幅（有効幅に非ず）＝4.2 呎

回路水深＝5.25 呎

流速＝1.38 呎毎秒

入口より出口に至る時間＝37 分

回路中の流量＝30.4 立方呎毎秒

內新下水流入量＝0.74 立方呎毎秒

混液對下水量＝29.66 ： 0.74＝40 ： 1

本設備に於ては

回路總長＝3 910 呎

新下水入口より出口迄回路長＝3 600 呎

回路幅（有効幅に非ず）＝4.38 呎

回路水深（平均）＝6.6 呎

流速＝1.5 呎毎秒

入口より出口に至る時間＝40 分

回路中の流量＝43.36 立方呎毎秒

內新下水流量＝1.625 立方呎毎秒

混液對下水量＝41.73 ： 1.63＝2.56 ： 1

即ちシェフィールドのものは混液に接觸する下水量は 16:1 にして，以上の 3 設備の中最も大なる量を與へ居れども接觸時間は約 56 分餘にして最も大なり。イーストハムのものは混液に接觸する下水量は 40:1 にして最も少量なる割合を示し居れども其接觸時間は 37 分にして最も短かし。本設備のものは混液に接する下水量は 25:1 にして前兩者の中間に位し，接觸時間 40 分にして之亦兩者の中間に位す。依て若し下水の性質が 3 者共に同一なりとせば本設備のものは前 2 者の中庸の成績を得べく考へらるゝも，本設備は氣候を異にし又下水の性質に於ても大なる差異を有するものなるべければ其成績に至りては種々の試驗に待つべきのみ。

本槽內の循流混液は强烈なる淨化力を有する一種の藥品と考ふる事を得れども，之も一種の下水に過ぎず故に攪拌を長く續くるときは自ら淨化し盡し活力なき液體となるは明かにし

て，且つ其一部は絶えず出口より流出し新に入り來れる下水に依て置き換へらるゝを以て稀薄となるべきなり。故に一定の淨化活力を持續せしめんとせば絶えず新に活力ある促進汚泥を補給し以て混液中の促進汚泥量を一定に保たしめざるべからず。

此補給すべき促進汚泥は一旦淨化流出水に混じて槽外に出でし促進汚泥を沈澱槽に於て集め之を本槽に返送するものなり。而も本設備に於ては此汚泥をして一層活力ある藥品となさんが爲めに，之を沈澱槽に集めたる後汚泥槽に送り，此處に於て微細なる空氣の泡に接觸せしめて以て細菌を培養し，其活力を充分に有せしめたる後揚泥喞筒により吸上げて本攪拌槽の第一回路中に返送することゝなしたり。是第六節に於て述べたる所にして又後に第十一節汚泥槽に於て述ぶる所を參照すべきものとす。

第八節　攪拌槽を最初に運轉する心得

攪拌槽内を循流する混液は强烈なる淨化力を有する一種の下水ならざる可からざるも，新設備に於ては始めより斯の如きものを有せざるは明かなり。依て運轉開始に當りては先づ斯の如き一種の淨化藥とも見做すべき混液を作らざる可からず。

最初は槽中に所定の水位迄下水を導き猶當三河島汚水處分場の如く普通沈澱汚泥を有する處に於ては，少量の汚泥を此中に加へ出口及び入口を締切り攪拌機の運轉を開始し，相當の淨化力を有するに至る迄每日運轉を繼續することを要す。果して幾日間の後に充分の淨化力ある混液を得るかは實際運轉に依り知るべきものにして，又斯の如き混液は早晩作り得らるゝ事にして處分上に於て今日餘りに重要ならざる事に屬するやも知れざれども，次に記載するシェフィールド及びイーストハムの運轉開始時の報告は參考となる可きに付，運轉に從事する者の爲めに指示する事とす。

イーストハムに於ける最初の運轉報告に依れば，始めに約 12.5% の普通沈澱汚泥を投入し，3 週間絶えず運轉したり。而して後新しき下水を 1 日 10 萬ガロンの割合に流入せしめ，徐々に其流入の割合を增加して 1 日 20 萬英ガロンの割合に達せしめたり。斯して約 2 週間運轉を續けたるに其流出水は猶灰色に混濁し居り淨化力は充分活潑ならざるを認めたり。此處に於て槽を締切り再び汚泥を投入したり。斯して凡そ 2 日間締切りたる儘攪拌を續けたる後 1 日 10 萬ガロンの割合を以て下水を流入せしめ，次第に之を增して 1 日 25 萬ガロンとなしたり。之に依りても其成績は猶ほ良好ならざりしかば，更に沈澱汚泥を加へ再び攪拌を繰返したるも猶ほ良成績を擧げざりき。此時汚泥量を計るために混液を採りて目盛したる硝子瓶中に入れ 1 時間靜止せしめたるに，其割合は混液中の 25% を占め居たり。次には運轉を全く中止して他の試驗をなすべき用意を行ひたり。初めに槽中混液の硝酸鹽類の含量が 100 000 分中 1.3 になる迄攪拌を續け，然る後に下水を 1 日 75 000～80 000

英ガロンの割合にて槽に導きたるに硝酸鹽は忽ち消滅して，4 日の後には僅かに其痕跡を認むる位となりたり。次には攪拌機の羽根に鐵棒を增加し槽中の流速を每秒 1.38 呎になすことを得たり。之に依れば 1 日 300 000 ガロン迄は良好なる成績を擧ぐることを認めたり。其後流入下水量を次第に增して 1 日 400 000 ガロンに上したり。イーストハムの下水は時により其强度を變ずれども酸素吸收（4 時間華氏 80 度）量が 100 000 分中 15 迄のものなれば，此割合の流入にて良結果を得られつゝあり。

シェフィールドに於ては 1920 年 11 月 4 日始めて攪拌槽に下水を導き約 40 噸の接觸濾床の汚泥及び其他の汚泥を投入せり。而して約 21 日間攪拌を續けたるに汚泥は促進せられて充分の細菌活力を有するに至れるを發見せり。同年 11 月 26 日下水を通ずることゝし，始めは 3 個の中只 1 個の沈澱槽を働かすに足る程度に流入せしめ，他の 2 個は數日後働くが如く除々に流入下水量を增加せしめたり。此日より以後は下水は絶えず流入せしめられ極く淨化能率惡しき 2, 3 日を除き一定の量が淨化せしめられ居れり。運轉の始め數日間は特に流速計又は浮標等により槽內の流速を計ることに注意したり。之に依り攪拌機の回轉數と流速及び羽根の面積と流速等の關係を調査せり。

第九節　沈澱槽

攪拌槽を循流する混液及び淨化下水の一部は沈澱槽に導かる，此槽に於て含まるゝ汚泥を沈澱せしめ清淨なる流出水を得ることゝす。前述せる如く攪拌槽中の混液には最大 25% の汚泥を含ましめ，猶流入下水に對し其量の 25% に等しき汚泥を常に加ふることゝすれば，攪拌槽より沈澱槽に入る液體中には處分せられたる新下水の汚泥をも含む可きにより，全泥汚量は 25% 以上のものなるべし。此新下水の產出汚泥量を第四節に述べたるが如く最大 6 000/1 000 000 の割合と假定するときは，之は 0.6% に相當するを以て沈澱槽に沈澱すべき汚泥量は攪拌槽を流出する液の 25.6% となる。以上は大體の目安を得る爲めの計算にして，沈澱汚泥は果して斯の如く生ずるや否やは實績に徵せざるべからず。本市の如き工場廢水の混入少き下水及び氣候の良好なる地にありては，自淨作用に依り消化せらるゝ汚泥量も相當に多かるべきかと考へらる。

流出水＝700 000 ガロン每日（普通）

沈澱汚泥量＝700 000×25.6%

＝179 200 ガロン每日

＝　2.1 ガロン每秒

＝　0.33 立方呎每秒

流出水＝875 000 ガロン每日（最大）

沈澱汚泥量＝875,000×25.6%
＝ 2.6 ガロン/秒
＝ 0.42 立方呎/秒

本槽は工費充分ならざる關係上在來三河島處分場沈澱槽の內の一つを二つの室に仕切り，其一方を攪拌槽に他の一方を沈澱槽に用ひたるに過ぎず。故に此沈澱槽の水深は攪拌槽の水深と略ぼ同等にして，沈澱槽としては極めて不完全なるものにして，本設備中の最も大なる缺陷なる事を豫め知るものなり。故に沈澱作用も意の如くならざるべく又流出水も一見清澄せざるべきことも豫想せらる。Dr. H. T. Calvert の曰ふ所に依れば，普通此促進汚泥の沈澱槽にはドルトムンド型若くば漏斗型の槽が用ひられ，稍收約せる汚泥を得らるれども，氏は掻寄機を附せる平底沈澱槽を試みたるに概して都合よきものとは明言せられずと。然れども本施設は第一に攪拌式促進汚泥法の淨化力を試驗することを目的とするものなるを以て淨化充分にして沈澱物が單に浮游して出づるものならば，試驗には供試材を他の小規模なる裝置に依り沈澱せしむることも容易なるを以て，工費の潤澤ならざるに鑑み斯の如き淺き槽のまゝになし置きたり，素より斯の如き淺き沈澱槽が意外の好成績を擧ぐれば幸なり。

沈澱槽の大さの決定は計算上のものに非ず，深さは前述の如く在來の底を使用する關係上定まり，幅及長さは三方の壁上より淨化水を溢流せしむる關係上成る可く方形に近き形となすを良しと考へ，在來槽の與ふる幅に對し2個の方形沈澱槽が並ぶ樣に劃成したるものなり。

以上の如く沈澱槽は同等のもの 2 個にして各々內法に於て幅及び長さ 30 尺，水深 7.32 尺，總深 8.76 尺なり。四方は煉瓦積 1 枚壁にして三方の壁上には溢流孔を多く設置し底部は水平面に仕上げたり。

此 2 個の沈澱槽に流入すべき液體は攪拌槽の橫回路より 8 吋の鐵管にて各別々に入る，其鐵管の入口には阻水弁を設け出口は上方に曲げて沈澱槽の水面近くに開かしむ。此出口を圍繞せる底無し箱あり，ダウンテーキと稱し流入したる液體を直ちに沈澱槽の水面に散布せしめざる樣下向きに底に向つて流れしむ。斯く流れたる液體は其ダウンテーキの下緣を潛りて上昇し溢流孔を越えて槽外に出づ，此上昇運動の間に挾有する汚泥を沈澱す。

槽底には沈澱したる汚泥を中央部に寄する可き掻寄機を裝置す，掻寄機は鐵の帶金を螺線狀に曲げたるものにして恰も時計のゼンマイを放置したる如き形をなす，之を廻轉する爲めに中心に竪軸を立て槽の上部にて之を人力に依り廻轉すべき取柄を附す。又此螺線狀掻寄機の形を一定に保たしむる爲めに竪軸より多くの吊線及び張線を附す。掻寄機は 5～15 分間に 1 廻轉位の速度を以て廻轉せしむ。中央部に掻集められたる汚泥は中央部に設くる集泥井に集まり，此處より內徑 6 吋のサイホン型の鐵管を通り，槽の水深に依る水壓を利して外部の溝に排出す。掻寄機に就ては後說す。汚泥排出鐵管の出口には阻水弁を設け，排泥は掻

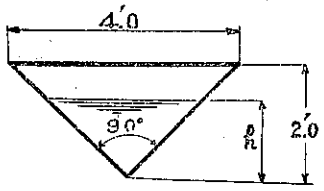
寄の直後之を開きて行ふものなり。

第十節　淨化水溢流溝

各沈澱槽の三方を圍り淨化水の溢流溝を設く，溢流溝は沈澱槽の煉瓦壁と在來槽の混凝土壁との間に介在す。但し二つの沈澱槽の間に挾まるゝものは然らず。其形は深き矩形にして**附圖第一**に示すが如く幅 2 尺，3 尺及び 3.5 尺の 3 種に分れ水深は 5.8 尺内外にして，相當に深き水深を有するのみならず此溝の全容量を計算するときは，約 2 600 立方呎の大容量を有することを知る可く，而して之より流出する淨化水は第五節に於て示せるが如く毎秒 1.28～1.60 立方呎位のものなるを以て，此溝も亦一種の沈澱槽の働をなすものと認めらる。本溝に集りたる淨化水は一方の出口より流出して淨化水流出管に入る。其出口の構造は三角堰の形をなし，在來槽の混凝土壁に底邊 4 呎，高さ 2 呎の直角三角形斷面を有する孔を開きたるものなり。之により淨化流出水の量を測定することを得。

處分下水流入口に於ては其量を測定す可き設備を有せざるも，制水扉を有するを以て，淨化水の流出量を測定し之に依りて入口の制水扉の開閉を加減することに依り處分下水量を調節し得るものと考ふ。

處分下水の流入量及び流出量を精密に而も簡易に測定し，且つ原價並に運轉費の廉なる測定法を索めたるも，本設備の如く水中に於て測定機を用ひ又流速の緩漫なる處に於ては，ベンチユリーメーター或はヂスクメーターの類は其用をなさず，出口に於ては或は後者を利用し得るも猶費用の點に於て施設を見合せたり。又水位に依り水量を計るリーレコーダーの如きも出口に於ては利用して充分の成績を擧ぐる事を得べしと考へしも同樣費用の點に於て之を節約し上述の如き幼稚なる三角堰のみに止めたり。



Q；流出量(毎秒立方呎接近速度無く完全落下の場合)

h；堰の水深(呎)

$Q=2.53\,h^{\frac{5}{2}}$

h	Q	h	Q	h	Q
0.70	1.037	0.76	1.273	0.82	1.540
0.71	1.073	0.77	1.316	0.83	1.588
0.72	1.113	0.78	1.359	0.84	1.636
0.73	1.151	0.79	1.404	0.85	1.685
0.74	1.192	0.80	1.447	0.90	1.948
0.75	1.232	0.81	1.502	1.00	2.530

第十一節 汚 泥 槽

沈澱槽に沈澱したる汚泥は汚泥掻寄機により槽の中央部に蒐集せらるれば，直ちに汚泥排出管の弁を開きて之を排出す。汚泥排出管は内徑 6 吋鑄鐵管を槽底に淺く埋設し，以て掻寄機の運動に支障なからしむ。其吐口は在來溝渠に通ぜしむる爲めに曲上せしむ。汚泥は沈澱槽の水深に依る壓力の爲めにインバーテツドサイホンの形をなす上記汚泥管中を通りて在來溝に排出せらる。在來溝に排出せられたる汚泥は其溝を通じて汚泥槽に入る。汚泥槽は長さ 10 尺餘，幅 15 尺餘，水深凡そ 4 尺にして全容量 839 立方呎なり。

返送汚泥量は第六節に曰へる如く 1 日約 35 000 立方呎，1 分約 24 立方呎の割合なるを以て，此槽は他より補給を受けずして 35 分間の容量を有することゝなる。

本設備に於て新に生ずる汚泥量は第四節に於て述べたるが如く 1 日最大 840 立方呎の見込なり。依て上述の 839 立方呎の容量を有する汚泥槽を備ふるときは，恰も 1 日 1 回此槽より他に汚泥を排出することを要す。

汚泥槽の内部は**附圖第二**に示すが如く 3 個の隔壁により四つの連續せる室に分たる。第一より第三迄の室の底部には各 9 個の撒氣盤（フイルトロスプレーツ）を 3 個づゝ 3 箇所に室を横切りて設置す。他の 1 個の室は底部を他より 2.5 尺深くし返送汚泥喞筒の汲泥管の入るべき汲泥井となせり。

汚泥は此各室を循流する間に撒氣盤より噴出する空氣に接觸し一層强烈なる淨化力を有する促進汚泥となる。

所要の空氣量は槽の水面積 1 平方呎に付 1 時間 6 立方呎の自由空氣を排出するものとなせり。其壓力は故障により槽の水面が上昇して水深約 6.2 尺に達する場合にも之に打勝つことを得て空氣管内に汚泥の浸達せざることを考へ空氣壓搾機の設計をなせり。

槽の水面積は約 160 平方尺にして，撒氣盤の合計面積は 27 平方尺なり。

空氣を遮斷するときは空氣管内の壓力減じ，汚泥は其有する水深壓力により，撒氣盤の孔を通じて逆に空氣管内に侵入するを以て，再び運轉を行ふ場合撒氣盤の裏側に於て其孔目を塞ぐ恐あるを以て，空氣を遮斷すると同時に清淨なる上水を通じて空氣管内を滿たし，汚泥の侵入を防ぐ樣上水管を空氣管に接續せり。

空氣は塵埃を含むときは撒氣盤の裏面に其塵埃を附著せしめて遂に孔を塞ぐに至るを以て洗滌し塵埃を除去したる後使用するを良しと考へたり。又壓搾空氣機より漏るゝ油は次第に撒氣盤の裏面に凝着して，亦孔を塞ぐ爲め屢々困難に逢着すること外國の例に聞く所なれども本設備に於ては空氣管に上水管を取り付けたるを以て，時々上水を噴出せしむることにより塵埃及び油の凝着を防ぐことを得べしと考へ，單にスクリーンに依り壓搾機に入る空氣中の大なる塵埃を除去することに止めたり。

元來壓搾空氣を以て下水を淨化する促進汚泥法にありては，其空氣量は水面積 1 平方呎に付 1 時間 6～9 立方呎の自由空氣を供給するが普通にして，ハンレー市或はウスター市等皆此割合を用ひ居れり。本設備の如き攪拌式促進汚泥法にありては空氣を以て汚泥を曝氣する裝置ある實例を聞かず，是本設備の他の實例と最も異なる點なり。シェフィールド市のハーワース氏の如きは斯の如き面倒なることをなさゞるも攪拌式促進汚泥法の汚泥は强烈なる淨化力を有するものなりと主張し居る由なるも果して如何。又テキサス州ヒューストン市の技師フゲード氏の曰ふ所に依れば，生下水に汚泥を混ずる前に後者を曝氣することは全く不滿足のことにして空氣を用ふる上にも少しも經濟的ならずと。之は曝氣式促進汚泥法の場合に就きて言へることなれども，攪拌式に於ても亦或は無用のことなるやも知れず。然れども曝氣式促進汚泥法の場合に於ては此再曝氣が必要にして經濟的なりと說く者多し。只本設備に於ては在庫品として持越し來れる撒氣盤を有すると，又曝氣式促進汚泥法讃美者と攪拌式促進汚泥法讃美者との主張は何れに擧手すべきかを試驗する爲めとの兩面の理に基き，本汚泥槽を曝氣式となし或時は曝氣し或る時は曝氣せざる兩樣の比較試驗をなさんとす。

汚泥は餘りに多く曝氣せしむるときは微細に粉碎せられ，自淨作用の爲めに効力を減じ又容易に沈澱せざるものとなる恐あるを以て，本設備に於ては上述の如き 6 立方呎を 1 時間中に 1 平方呎の水面に噴かしむる割合となせり。猶之にても多量に過ぐる場合は隨時瓣の開閉を加減することに依り適量を噴かしむることを得。

第十二節　淨化水排流管

第十節に述べたる三角堰の出口より落下したる淨化水は，內徑 8 寸，長さ 440 尺の排流管に依り在來の撒水式濾過床の外側に存する淨化水排流溝に達せしめ，合流して共に荒川に放流す。

本管は壓搾空氣入護謨製型枠を以て無接合混凝土管を築造する方法に依り，螺線狀鐵筋を挿入せる混凝土管となす。本管の入口と出口とに於ては約 10 尺の水位差を有するを以て斯の如き無接合管を使用するを良しと考ふ。蛇足ながら此無益に落下せしむる約 10 尺の落差は撒水濾床に於て必要なりしものにして，促進汚泥法に於ては斯く高く揚水の必要なきが爲め，撒水濾床の爲めに一旦揚水したる下水を處分する以上再び此處に於て無益に落下せしむる結果となるものなり。

第十三節　處分休止の場合

處分休止の場合には攪拌槽內の下水及び汚泥の混液を拔き取る爲め，又底部に蓄積せる汚泥を洗ひ去る目的を以て，槽の橫回路の一端に水拔管を設置し，之を在來汚水返送管に連續せしめ，拔き取りたる水は之を主喞筒井に歸還せしめ，在來撒水濾床に於て處分せしむ。

沈澱槽内の水及び汚泥は鋲を開くことに依り，浄化水溢流溝内に全部排出せしむることを得。溢流溝内の水及び汚泥は在來揚泥喞筒室に通ずる管を新設し，在來高設汚泥槽に汲上げ，此處に於て他の汚泥と共に沈澄し，澄水は汚水返送管に依り主喞筒井に歸還せしめ，沈澱物は他の沈澱汚泥と共に汚泥船に積込み海運處分をなすものとす。

本設備の汚泥槽内の汚泥は，此場合全部汚泥乾燥床又は在來揚泥喞筒井に拔き取ることを得。汚泥槽内の空氣管は休止の場合，忽ち汚泥の侵入する所となるを以て，空氣遮斷と同時に空氣管内に上水を注入すること第十一節に於て述べたるが如し。

第十四節 機械設備

汚泥掻寄機 本機は第九節に於て其效用を述べたるが如く，沈澱槽の中央に設置して汚泥を中心に掻集するものなり。機械の全重量は槽上の梁にて支ふる樣設計したり。即ち機械を垂下すべき垂直軸を槽の中心に於て梁より下げ，之に山型鋼を取付け此山型鋼に掻寄せの羽根を取付けたり。羽根の形は渦卷型にして前説の如く恰も時計のゼンマイを放置したる如き帶金の渦卷型を呈す。機械は槽上の梁より吊下げらるゝものなれども，何等かの原因により吊下げの平衡を失するとき羽根が水平に廻轉せずして底に接するときは，運轉の圓滑を阻害するを以て垂直軸に直角に取付けたる山型鋼に一つ一つ滑車を附し，之が槽底を廻走する樣になすものとす。滑車は椅子の足に附しある如きものなり。本機を廻轉する爲めに吊下げ用の梁上を橋とし，此上にて竪軸を廻轉すべき取柄を人力に依り廻轉す。沈澱汚泥を攪亂さざる程度の運轉には 1 回轉に約 15 分を要す。掻集汚泥量は 1 回に付大約 60 立方呎の見込なり。バーミングハム市及びボルトン市等に於ても斯の如き渦卷型の掻寄機を用ひ居れるを聞く。

汚泥喞筒並に電動機 本機は汚泥返送用に供するものにして 1 日の汚泥返送量 35 000 立方呎，毎分時 24 立方呎なるを以て，之に適する樣口徑 4 吋電動機直結渦卷喞筒 2 臺を設置し，内 1 臺は豫備とす。本喞筒は他日本促進汚泥法試驗の終了後他に流用し得らるゝ樣，全水頭 20 呎，毎分時排水量 25 立方呎のものとなす。電動機馬力は 3 馬力にして電氣方式は次の通りとす。三相三線式 25 サイクル，220 ボルト誘導電動機，毎分時回轉數 1 500 回。

汚泥返送管 本管は汚泥喞筒の排泥管端より攪拌槽の側壁第一回路の上流部に到るものにして，口徑 4 吋鐵管とし，流出速度は汚泥を考慮に入れ毎秒 4.6 呎となせり。

空氣壓搾機並に電動機 汚泥曝氣槽の表面積は 160 平方尺にして 1 平方尺に對しては，1 時間の所要空氣量 6 立方呎なるべきに依り，毎分時 16 立方呎排出の空氣壓搾機なれば足ることゝなる。空氣壓力は最大水頭 6.16 呎に打ち勝つことを要する爲め，理論壓力毎平方吋に付 2.7 封度に加ふるに摩擦其他を考慮し 4 封度位となるべき見込となしたり。以上の規

格に對し市場品英國オールドオニオン會社製品調帶傳動 1.5 吋ポジチブブロアーを採用することゝせり。本機の空氣排出量は理論的に規程の約倍量なれども，こは排出瓣によりて調整せらるべく，又壓力も 6 封度迄出し得るものとす。電動機馬力は 2 馬力なり。

空氣管 空氣管は前記壓搾機の排氣管端より漸次其口徑を減じ，撒氣盤の空氣送入管孔の大さに至らしむ。即ち 1.5 吋より 3/4 吋に減ずるものとす。壓搾機の排氣管は之を延長して汚泥槽の上部に架設し壓力を減ぜざる樣にし，之に枝管を取付け其枝管より更に垂直に下方に向て支管を出し其終端に撒氣盤を取付く。而して壓搾機排氣管延長の一端には 1 個の瓣を設け清水管に連絡し，一度壓搾機の運轉を中止せる場合又は排氣管內の塵埃又は油を清淨する時，其瓣を開きて清水を通じ以て撒氣盤が汚泥により又は塵埃，油等により其多孔性を失はざる樣になす。又工事中の實驗に鑑み各支管は均一の壓力を有せざることを知り何れの撒氣盤よりも均一に空氣を噴かしむる爲めに，支管の一つ一つに瓣を取付け之を調整して均一の撒氣法を採れり。

撒氣盤 撒氣盤はロンドン市アクチベーテッドスラッヂ會社製 1 呎方形のもの 27 個を使用して汚泥の再促進をなすものなり。此撒氣盤は曾て曝氣式促進汚泥法の小試驗設備をなさんとして買入れ置きたる在庫品の一部なり。

攪拌機の回轉並に電動機 ハーワース氏はシェフィールド市の攪拌機に關し 1924 年 7 月報告して曰く，各車の徑は 10 呎，幅 2.5 呎，每分 15～16 回轉にして短波を生ずと。之を運轉する電動機は 45 馬力にして齒車を經て車軸に取付けらる。車軸の大さは 3～5 吋とす。此場合 1 車軸に取付けられたる攪拌車の數は 11 個なり。

之より先 1921 年 8 月同氏は猶攪拌車に關し報告したることあり。それに依れば各車の徑は 10 呎，幅 2.5 呎，各車の目方 700 封度，羽根の數 8 個，水に接する羽根の面積 227 平方吋，旋廻半徑 3.66 呎，每分の回轉は 15 回にして，流れの最小速度每秒 1.7 呎なり。而して羽根の面積を增し又は回轉を減じて試驗せるに，每分 13 回轉以下に於ては羽根の面積を增減するも大波を起し，其波が回路の屈曲端に於て壁上にはね上れりといふ。種々の實驗の結果シェフィールド市に於ては，流速 1.5 呎とし此場合の馬力を 9 馬力とし諸損失を見込みて 20 馬力の電動機を附せり。此場合は 1 車軸に攪拌車 8 個を連置せるものなり。

1924 年 5 月ロンドン市外イーストハムの汚水處分報告並に小野基樹氏教示の同設備の圖面を參照するに，同地に於て使用する攪拌車の直徑は 11 呎にして各 8 個の羽根を有し，1 車軸には 7 個の車を連置し，每分の回轉數は 12.5 回なり。車軸の直徑は $3^1/_2$ 吋にして，電動馬力は 25 馬力なり。

以上を參考し本設備に於ては大體に於てイーストハムのものに範を取り，各車の徑は 10

呎，幅 2.5 呎，毎分の回轉數 15 回とし電動馬力を 30 馬力とせり。1 車軸には攪拌車 8 個を連置し，電動機の回轉はウォームギーアに依り減ずることゝなせり。シェフィールド市等に於てはボールベアリング等を用ひ其動力の節約を誇れる狀態にあるも，本設備に於ては之を用ひざること後說の如きを以て電動馬力も大なるものとなしたるなり。

攪拌機 攪拌機は上述の如く徑 10 呎，幅 2.5 呎にして 2″×2″ アングルを用ひ 8 個羽根とし之を車軸に取付け，一つの羽根は 2 本のアングルと之を連絡する 2 箇所の同寸法のアングルのみにして別に水搔板などを附せず車の最大浸水深は凡そ 3 呎にして其水に接する面積は約 200 平方吋なり。

車軸及び軸受 車軸の太さは徑 5 吋より 4 吋に至る。軸受は油輪入軸受とす。シェフィールド及びイーストハムに於てはボールベアリングを使用し居れども，此裝置は馬力の損失小なれども其据付調整並に修理に甚だ困難多きを以て上記の軸受けを用ふることゝせり

所要馬力 本促進汚泥法に於ける諸機械裝置に要する所要馬力は次の如し。

攪拌機	2 基分	60 馬力
汚泥喞筒	1	3（1 臺豫備）
空氣壓搾機	1	2
計		65

以上の所要馬力に對して，現在三河島汚水處分場に於ては，低壓動力設備餘力なきを以て新に 30 キロワット變壓器 3 臺を設備し，本裝置の改良豫備並に現在低壓動力設備の豫備を兼ねしむ。

第十五節 汚泥乾燥床緒言

下水處分上に於ける各種の沈澱汚泥を處分することは，方今未だ之が確定的良法の案出を見ず，下水處分上の研究は多く此點に將來の開拓を要す可き狀態にあり。

ミルウォーキー市の技師ハットン氏は最近英國を訪れ，英國の都市が汚泥乾燥床の如き幼稚なる汚泥處分法に多く依れるを見，慨嘆せしとはいへ彼自らも亦自信ある處分法を有せざるが如し。英國の元首相ロイドヂョーヂ氏も英國に於ける廣漠たる下水處分場又は汚泥處分場を改めて食品の輸入を輕減せざれば英國に於ける產業の經濟狀態を救ふ能はずと迄いひしが如く，各人此點に留意し居れるも未だ人意的良處分法の發見せられざるを遺憾とす。此汚泥處分法の現狀は恰も下水處分方法に於ける灌漑法若しくは土地濾過法を用ひ居りし時代に相當する感なきを得ず。只下水處分法が稍科學的研究の域に達せるが如く，汚泥處分法も之に遲れずして併行發達せんことを希ふものなり。

本設備に於ては其生ずる餘剩促進汚泥の處分を成る可く新新なる方法例へば壓搾法若しくは人工乾燥法の或種の如きものに依り試驗し度き考なりしも，經費の許さざる問題なるを以て此事は速に斷念し再び試驗時期の到來するを待つのみなり。然れども促進汚泥は普通汚泥に比し窒素の含量遙かに多くして肥料として充分の效力あり。普通汚泥の乾燥塊と雖も現在東京に於て買手ある狀態なれば之を徒らに他の大部の汚泥と共に海棄處分に委ぬるは惜しき事なり。幸にして處分場內に擴張豫備地ありしを以て，其一隅に取り敢へず小規模の汚泥乾燥床を造り，無きに優る程の處分を行はんとするものなり。素より此乾燥床は面積も他都市の實驗に依る如き充分の率を有せず。設備も亦不完全たるを以て會心の成績を擧ぐることを豫期せざるものなれども，汚泥處分法に就ては他日別に研究的設備を施行したき考なり。

第十六節　汚泥乾燥床面積

1916 年バルチモーア市に開催せる下水道會議に於ては，汚泥乾燥床の面積は 1 平方呎に付 3 人分の汚泥を乾燥し得るものとして，其割合にて實際に乾燥床を築造せるに，幾何もなくして此割合にては面積の不足なることを發見し，其後數年間の實驗を續けて遂に 1 人に付 0.8～0.9 平方呎の面積を必要とすることを知れり。

同市に於ては 1916 年に造られたる汚泥處分床の面積は 345 000 平方呎にして 1923 年には 100 000 平方呎のものを增設し，猶其後全部に於て 530 000 平方呎の處分床となる豫定なり。而して同市の人口約 740 000 の內下水道の受持つ人口は約 590 000 にして，處分床の面積は 1 人當り 0.9 平方呎に相當す。

此他イリノイス州ディケーター市にては 43 800 人に對し 40 000 平方呎の汚泥乾燥床を有し 1 人に付 0.91 平方呎の割合なり。猶汚泥乾燥床を有する米國の都市 20 に就て其面積の比率を見るに 1 人に付 0.35～0.70 平方呎の間にあり。然れども之等の乾燥床は皆普通沈澱汚泥或は藥品沈澱汚泥を處分するものにして，從て汚泥量も促進汚泥の如く大量なるものに非ず，其質も水分少なく，膠質の度も少なきものにして，殊にバルチモーア市のものゝ如く豫め汚泥消化槽に依り消化したるものは一層其量を減じ水分も少なきものなり。促進汚泥は一般に知らるゝ如く，水分比較的多量にして又其膠質の度高きが故に，之が水分の除去は容易ならざることゝ考へらるゝを以て，乾燥床を以て處分するとき普通沈澱汚泥の如く速に乾燥せざるべきかと思はるれども，不肖の狹智未だ此點に關し充分の研究あるを聞かず。

本設備にて行はんとする乾燥床は，促進汚泥を豫め消化せしむることなく直ちに乾燥床に入れんとするものなるを以て，其濃度は普通汚泥に比し低きものにして，其量は大なるべし。而して普通沈澱汚泥が下水量の 2 500/1 000 000，化學沈澱汚泥が 4 900/1 000 000 位なるに

比し促進汚泥はインホツフタンク沈澱に於て下水量の 300/1 000 000～750/1 000 000, 普通沈澱法にて 1500/1 000 000～4 000/1 000 000, 化學沈澱法にて 3 000/1 000 000～6 000/1 000 000 位なり。

第九節に於て述べたる如く，本設備の沈澱槽は極めて淺く，從て充分なる沈澱能力を發揮せざるべく考へらるゝを以て，汚泥は稀薄にして多量なる可く，依て化學沈澱の場合の最高率位を採るを安全なりと認め，下水量の 6 000/1 000 000 の割合に生ずるものと假定せり。是第四節に於て汚泥量を算出せる基礎なり。

本設備に於て處分すべき下水量は，前述の如く 1 日最大約 140 000 立方呎の見込なるを以て 1 人 1 日の汚水排出量を 4 立方呎とするときは，本設備は約 35 000 人分の處分能力を有し，又 6 立方呎とするときは 23 400 人分の能力を有することゝなる。此人口に依り前述せし米國諸都市の乾燥床の最低比率の面積を算出し乾燥床を造ることゝす。

本設備に於ては充分の能力を有する大乾燥床を造り得ざるは經費の許さざるが爲めなり。是促進汚泥を豫め消化することなく，直ちに乾燥する設備としては少しく無謀に似たれども止むを得ざることに屬す。即ち本設備に於て與ふる乾燥床の面積は，バルチモーア市が始めに計畫して失敗したるが如き比率の面積に似て，全面積として 11 340 平方呎を與へたり。是 35 000 人分の面積とするとき 1 人當り 0.33 平方呎なり。之に依り乾燥したる汚泥は充分の乾燥に依り粉末となす如き程度に至らざるも床面より容易に除去し得る程度にて，之を他に搬出し海棄處分をなすか又は堆積して一層の乾燥を待ち肥料に供する目的なるを以て，充分ならざるも忍び得る面積なるやも知れず。又天候，氣候等の關係に依り乾燥不能なるか又は不活潑なる場合に於ては，全部既設汚泥喞筒井に送り他の汚泥と共に海棄處分に至る經路を取らしむること第十三節に於て述べたる所なり。

第十七節　汚泥乾燥床構造

乾燥床の長さは餘りに大なるときは汚泥が行き亘らず。例へば 150 呎の長さに於ては入口附近に於て 12 吋の深さなるも他端に於ては 8 吋位の深さとなる。良好なる最大長さは 125 呎位なり。又幅は乾燥汚泥を搬出するに適當ならざる可からず。故に最大 20 呎位なり。尤も移動式軌條を床面に敷設する場合に於ては，猶廣き幅を與ふるも差支へなかるべきも，移動式軌條を用ふる場合は廣大なる面積を有する乾燥床に非ざれば經濟的ならず。

本設備に於ける如く床面と床面との間にさへ固定軌條をも敷設することなく，僅かに全床面の一側に 1 條を敷設するに止めたる如き場合に於ては，軌條迄搬出の爲めに床面と床面との間の畔に土押車を用ひざる可からず。此手押車迄搬出するにはシヨベルの類を以てせざる可からず。依て床面の幅は小なるを良しとし 18 呎を與へたり。

依て本設備に於ては，長さ 125 呎，幅 18 呎の床面 8 個を備へて充分なる面積を具備せしむる考へなりしも，工費の許さゞる關係ありて長さ 90 呎，幅 18 呎の床面 7 個となしたり。

各床面は現在の沈澱池豫備地の地盤面を約 2 尺の深さに掘鑿し，側壁は 1 割 5 分勾配に切取りたる儘とす，而して最底部に約 4 吋の厚さに 1/4～3/4 吋大の小砂利を敷詰め，其上層には 1/16～1/4 吋大の小砂利交り荒砂を 2 吋の厚さに敷均し，更に其上層には厚さ 2 吋の細砂を敷くものとす。床の中央部に縱に砂利層の下部に水拔管を敷設す。水拔管は內徑 5 寸土管を砂利が漏れざる程度に接合の間隔を保ち勾配 1/150 に敷設す。汚泥入口には砂を押し流さゞる樣張石を施す。流入する汚泥は汚泥槽より幅 1 呎，深さ約 2.5 呎の導流溝線に依り送られ，分岐して各乾燥床に入る。水拔管に入りたる汚泥の濾水は遂に在來汚水返送管に入り主喞筒場に達す。汚泥の表面勾配は前述の如く入口より他端に向て 150 呎に付 4 吋位の落差を生ずるものとし，斯の如き割合に砂の表面に勾配を附し置くものとす。

英國サリーのサービトン町はロンドンの南方郊外の町にして其處の乾燥床に於ける汚泥處分の報告を見るに，汚泥は乾燥床に 3～4 吋の深さに流入せしめられ乾燥せらる。普通夏季の風ある時季に於ては約 1 週間にして乾燥すれども，冬季雨多き時季にありては 1 箇月を要すといふ。

汚泥は 2, 3 日にして龜裂を生ず。斯くなる後に於ては小雨を受くるも雨水は汚泥の表面を流れて龜裂に入り，濾材を通して水拔管に依り排出せらるゝを以て乾燥上に極めて影響少なき由なり。此程度に乾燥したる汚泥は鋤を以て容易に又美しく床面より除去することを得。之を車に載せ別に設備せる場所に灰の上に堆積し，猶一層之を乾燥する爲めに 4, 5 日の間放置し，粉碎し得る程度のものとなし袋に詰めて肥料として市場に搬出するものなり。斯の如き乾燥汚泥の水分の含量は 31.36 % なりしといふ。

本設備に於ては 1 日最大 840 立方呎の汚泥を生ずる見込なるを以て，之を 1 620 平方呎の面積を有する 1 個の乾燥床に平均に分布するときは 6.12 吋の深さとなる，故に同時に 2 個の床面を用ひざればサービトンに於けるが如き 3～4 吋の深さとならず。然れども同時に 2 面を用ふるとするも，上記の如く 2, 3 日にして乾燥し除去に差支なき程度となる場合に於ては，全部にて 7 個を有するを以て交互に之等を用ひ足ることゝなる。

之を以て見るも本設備に於ける乾燥床面積は，最も良好なる時季に於て足る丈の設備にして，雨季及び冬季に於ては明かに足らざる可きことを豫想するに難からず。然らば斯の如き時に於ては如何にすべきといふに，其時に於ては廣大なる豫備地を有するを以て，之に濾材水拔等を有せざる簡易なる乾燥床を造り，隨時の處分をなすか又は在來汚泥喞筒により普通沈澱汚泥と共に汚泥船に積込み海棄處分をなす考なり。

之を要するに本設備に於ては，汚泥の處分は附屬として此場合重視せざるが故に，他日充

分なる設備を以て試驗することを期し，今は僅かに忍び得らる可き極度に節減せる設備を以て處分せざる可からざる汚泥を處理せんとするものなり。乾燥床の構造は**附圖第五**に示す。

第十八節 設備總工費

本設備の工費は帝都復興費雜工事費中の試驗設備費にして，次に揭ぐるものは何等設備なき所に新に設備するものと異り。既に土地は所有し攪拌槽，沈澱槽は外形完備し居たるものを利用し，處分に必要なる揚水は改めて必要とせず，汚泥の海棄處分設備は既に存し只其取付のみに止まり，上水の供給及び電力の供給は近くより引込むことにより足る場合なれば，此工費は新なる設備を施す場合の參考となること少かるべきも念の爲め揭ぐることゝす

攪拌槽，沈澱槽，汚泥槽	18 790円
汚泥乾燥床，排水管	4 358
上家 2 棟，機械基礎共	2 361
掻寄機 2 基据付共	2 710
動力線引込	2 851
汚泥喞筒据付共 2 臺	3 407
管瓣取付共	1 322
攪拌機 2 組据付共	1 230
計	37 029

第十九節 運轉經過の大要

本設備の運轉は日猶淺くして確信を得るに足る記錄を報告することを得ず，又本編に於ては，運轉及び處分成績に就て迄多くを述ぶる考なかりしも，斯の如き設備が果して如何なる成績を擧ぐるかを知らんことは吾人共に欲する所にして，幸に短時日の運轉經過及び成績にはあれども蒐集することを得たるを以て，玆に揭げて設備說明の一助とし，委しき成績の發表に就ては猶相當の經過を視たる上後日に讓ることゝす。

此處に揭ぐる運轉並に水質試驗等は三河島汚水處分場長廣中技師の監督に依るものなることを附記す。

本設備の運轉は大正 15 年 5 月著手したるも 5, 6, 7 の 3 箇月は機械の整調沈澱槽の補修等の爲め運轉斷續し，完全に運轉したるは 8 月以降の事なり。爾來中止したること無ければ，明年 2 月末に至らば盛夏より嚴冬に亘る半箇年の成績を得，大約各季節の成績を推知し得べし。

大正 15 年 5 月 4 日先づ沈澱池より來れる下水を攪拌槽に充滿し，繼續運轉を行ひ，先づ促進汚泥を作ることゝし，促進汚泥相當量に達したる後處分を開始することゝなしたり。運轉開始後 3 日を經たるに沈澱槽內の下水は外見上相當淸澄せしを以て放流を開始し，專ら

攪拌槽内の汚泥量の増加に努めたるも 5 月 25 日沈澱槽の隔壁一部破損せし爲め，爾後之が修築の終る迄 7 月末迄放流を中止したり（修築は約 1 週間を以て終了したる程の輕微のものなりき）。此間に機械の整備及び汚泥の促進に努めたり。攪拌機は運轉の當初軸受齒車等の圓滑を缺き，摩擦部に熱を生じ連續運轉不可能なりし爲め，約 1 箇月間交互運轉をなし其馴るゝを待ちたり。

汚泥が促進せられ茶褐色となりたるは約 1 週間後なるも其量は容易に増加せざる爲め 17 日より 3 日間手押喞筒を用ひて隣池の普通汚泥を汲み入れたり。然れども人力を以てしては容易に多量の汚泥を汲み入るゝ事を得ざりし爲め方針を變へ，汚泥喞筒室より臨時に内徑 2.5 吋の鐵管 2 條を敷設し，6 月 3 日汚泥を汲み入れたり。其時混液中の汚泥量は約 8% に達したるも，該鐵管小にして作業面白からず之を箱樋と取替へ，6 月 24 日より 4 日間に汚泥を汲み入れ大約 26% に達せしむることを得たり。

勿論斯く多量の普通汚泥を最初より一時に入るゝことに關しては，著者は諸種の研究上其不可を說きたるも，處分場の都合もあり著者の意見通り行はれざりしは止むを得ざりし事なり。斯くて 1 週間運轉を續繼したるも汚泥は容易に促進せざりしを以て，猶引續き運轉を行ふ筈なりしも，沈澱槽補修の準備成りたるを以て，此補修の爲め一時運轉を休止し，再び 7月 8 日より攪拌槽のみ單獨運轉を開始し 7 月中斯の如き運轉を繼續したり。而して完全に處分を開始したるは 8 月 1 日以後なり。

空氣壓搾機は使用の結果所定の水頭に勝ち得ず，空氣を噴出せしむる力無きを知り電動機調帶車直徑 3 吋なるを 7 吋の在庫品に取替へ送氣量を増加せしめたるに，多少過大なることを知りたるを以て，新に直徑 5 吋のものを購入し取替へたるに適當なる結果を得たり。之が爲め送氣量は所定の 5/3 に増加せり。

攪拌機は運轉開始當時，無負荷に於て 20 アンペアの電流を要し，負荷時には 52 アンペア内外なりしも現今にては西側 45，東側 50 アンペア位に減じたり。依て摩擦に依る損失は幾分減少したるものと見らる。

攪拌槽内の流速は 6 月 11 日測定毎秒 1.01 尺，8 月 8 日測定 1.1 尺，11 月 10 日測定 1.01 尺を得たり。此變化は槽底に沈着せる汚泥の狀況に依るものゝ如し。豫定の流速は毎秒 1.5 尺なりしに斯く小なる流速を得たるは，槽の深き爲めと回路隔壁に無數のアングルが突出せる爲めの如し。依て所定の流速を出して處分成績を視る如上の爲めには攪拌機の面積を増加する必要あるも，機械のウォームギーアに熱を生ずる恐ありたるを以て，今日迄其馴るゝを待ちたるも，大體に於て熱を生ずることも減少したるを以て目下如上の試驗をなすべき準備中なり。

汚泥は思ひの外沈澱早きものにして，攪拌槽の混液は 3，4 分間にして大方沈澄する程な

り。從て沈澱槽に沈澱したる汚泥は豫期以上に濃厚なるなるものにして，沈澱槽より水壓を以て拔くにかなりの水頭を要し，又汚泥槽中の撒氣盤も汚泥の深さ深き時は大なる氣泡ならでは噴出し得ず，從て汚泥槽中の汚泥の水深を豫定の如き深さに保たしむる事困難となり，汚泥喞筒の汲上高は大となり，又一方汚泥の濃厚なる爲め設計に於ける 2 臺の喞筒中 1 臺は豫備として交互に運轉する樣なしあるも，此如き必要に應じては 2 臺を同時に運轉して好結果を收めつゝあり。

攪拌槽內の汚泥沈澱 吾々の設備は屢々陳べたるが如く在來槽を利用したる爲め，攪拌槽としての水深は外國の實例の如く 4 呎若しくは 4.5 呎位のものに非ず。平均 6.6 呎，深き所にては 7.7 呎もあるものなれば，攪拌機に依て生ぜしめらるゝ水流あるにも拘はらず沈澱を生じて**附圖第六**及び**第七**に示すが如き狀態を呈するに至る。同圖は 3 回に亙り沈澱狀態を調査せる結果を示すものにして，其 3 回分を一緒にして比較せる圖に於て見るに，其 3 回の間には大なる變化なし。沈澱物は水溫高き時に少なく低き時に多きものゝ如し。攪拌機附近及び回路の曲り目に於ては混液の攪拌著しきを以て，沈澱物少なく直線部分に於て多きを見るべし。又水路の淺き部分に於て少なく，深き部分に多きをも見るべし。之を以て見るも水深の過大は如何に流速を妨げ又動力の消費を大にするかを想像するに難からず。

第二十節 處分成績

處分の成績に就ては玆に委しく記載することを避け，9 月中の 12 回の水質試驗の結果により大體を示すことに止む。

附表第一は上記 12 回試驗に對する流入下水の水質表にして，其流入下水は沈澱池に入りて直ちに拔き取りたる不完全沈澱下水なり。**附表第二**は此下水を促進汚泥法に懸けたる後の淨化水の性質を示す。**附表第四**及び**第五**は，促進汚泥法と在來撒水濾過法との淨化の比較をなさんが爲め參考に揭げたるものにして，前者は 9 回の試驗に對する沈澱下水の水質にして後者は其撒水濾過法に依る淨化水の水質なり。唯此 9 月中の水質試驗は促進汚泥法と撒水濾過法とを比較せんが爲めに行ひたるものに非ざる爲め，同一下水に就きての兩者の淨化の比較に非ざることを附記す。然れども大體に於て兩者を比較する上には之等の數字を用ふるも大なる誤なしと考へらる。以下比較上に用ふる數字は兩者夫々の數回に亙る試驗の平均値を以てすることゝす。

透視度 （透視度は五號活字を透視して讀み下し得る水深を糎にて示すものなり）。

促進汚泥法に於ては 4.48 より 21.2 になすことを得，約 5 倍弱の透視度を得。濾過法にありては 8.00 より 31.0 になすことを得，約 4 倍弱の成績なり。第十節に於て述べたる沈澱槽の淺きことにより充分の沈澄をなすこと能はず，若し之が完全に行はるゝならば一層の

好結果とならんか。又外國の施設を實見せる人々の言に，促進汚泥法の流出水は幾分黑味を帶ぶる由なるも，本設備のものは黑味なく淡褐色なり。何れにしても促進汚泥法の流出水は他の淨化水よりも多くの色素を有するものにして其爲め透視度に影響あるやも知れず。

蒸發殘渣總量

促進汚泥法に於ては 617 より 463 に減じ約 25.0％ 減を示し，濾過法に於ては 522 より 488 に減じ約 6.5％ 減を示すのみ。

浮游物質

促進汚泥法にありては 155 より 38.0 に減じ，約 75.5％ 減にして，濾過法にありては 90 より 45.0 に減じ約 50％ 減を示す。此浮游物質を多く除き得る點は促進汚泥法の優れる所にして，若し沈澱槽が完全ならば遙かによき成績となるべしと考へらる。

4 時間酸素吸收量

是水質試驗の眼目となす所のものにして，處分場に依りては單に之のみの試驗により處分の結果を判定しつゝある所あり。促進汚泥法に於ては 26.6 より 3.42 に減じ，濾過法に於ては 18.0 より 4.19 に減じ，前者は 87.0％ 後者は 77.0％ 減なり。

酸素消費量

促進汚泥法にあては 46.7 より 6.15 に減じ約 87.0 ％ 減を示し，濾過法にありては 32.6 より 7.24 に減じ約 78.0％ 減を示す。

窒素化合物

總量に於て促進汚泥法にありては 13.3 より 3.53 に減じ，濾過法にありては 13.5 より 7.90 に減じ，前者にありては著しく其量を減ず。原水中に於ては兩者殆ど相等しきものが斯く懸隔を生ずるは，促進汚泥法が濾過法と全く異る事を示すものにして，此促進汚泥法流出水中に於て著しく窒素總量を減ずるは，之が大部分汚泥中に含まれて沈澱し，從て汚泥が他の種の汚泥に比し著しく窒素を多く含みて肥料として一層の效果ある所以を示すものなり。故に硝酸體窒素の少なきを見て一概に硝化が充分に行はれずと見るは早計なるべし。

次に外國に於ける處分成績との比較をなさん。

次表はシェフィールド市に於ける 1924 年 5 月 1 日より 7 日に至る間の 27 回の水質試驗の結果を百萬分比にて示せるものにして，三河島に於ける成績表の數字と直ちに比較し得る樣になしたり。猶此表は 1924 年 7 月にハーワース氏が發表せる所のものにして，酸素吸收量以外の他の分析に就ては言及し居らず。之に依ればシェフィールドの下水は三河島のそれに比し著しく强性なるものなり。是工場下水の多く流入する結果なるべし。而して淨化水に於ても三河島のものは一層淸淨なるものゝ如し。

酸素吸收量（4時間）

	最不良	最良	平均	減率
シェフィールド沈澱下水	100.6	41.6	73.8	
同　上淨化水	18.8	5.0	9.8	87 %
三河島不完全沈澱下水	37.0	14.5	26.6	
同　上淨化水	4.25	2.75	3.42	87 %

次に掲ぐる表はイーストハムの成績表なり。イーストハムの下水も工場汚水を含み，其性質及び强度は時に依り大に差異あり。然れども一般に東京市の汚水などに比し遙かに强度のものなり。イーストハムに於ては生下水の4時間酸素吸收量が 150/1 000 000 を超えざる場合には 1 日 40 萬ガロンの速度に於て良好なる結果を得られ，此程度を超ゆる場合には不良なる結果となるといふ。次にイーストハムの分析表を掲ぐ

イーストハム下水分析表（其一）

百萬分比 1923年 日	附	時刻	生下水 蛋白性アンモニア	酸素吸收量 4時間	含有固形物	促進汚泥法淨化水 蛋白性アンモニア	酸素吸收量 4時間	含有固形物
9 月	18 日	午前 10 時	18.8	145	500	3.0	18.3	15.0
〃	19	〃 10	19.0	130	510	2.4	17.9	15.0
〃	20	〃 11	—	—	—	2.0	17.7	15.0
〃	22	〃 11	18.4	110	480	2.0	17.0	15.0
〃	25	午後 11	11.0	50	250	1.9	17.0	15.0
〃	26	午前 11	19.5	140	500	2.3	17.8	15.0
〃	29	〃 11	19.5	140	510	2.1	17.0	15.0
10	1	午後 11	8.4	137	300	1.5	17.0	15.0
〃	2	午前 11	13.9	140	490	2.2	18.0	15.0

イーストハム下水分析表（其二）　促進汚泥法淨化水

1923年 日	附	蛋白性アンモニア	酸素吸收量 4時間	含有固形物	硝酸鹽類
5 月	11 日	0.8	14.0	10.0	5.0
〃	15	0.6	13.0	11.0	5.5
〃	23	0.8	9.0	10.0	3.0
6	13	0.85	7.3	10.0	10.0
〃	14	0.85	—	5.0	13.0
〃	22	1.3	8.8	5.0	痕跡
〃	26	2.0	12.4	5.0	極少
8	14	0.95	8.0	5.0	—
〃	23	1.0	10.0	5.0	—
9	18	3.0	18.3	15.0	—
〃	25	1.9	17.0	15.0	—

1923年 日附	蛋白性 アンモニア	酸素吸收量 4時間	含有 固形物	硝酸 鹽類
9 26	2.3	17.8	15.0	—
10 8	1.8	11.4	10.0	—
〃 9	1.76	10.0	10.0	—
11 14	1.3	7.0	10.0	—
12 15	1.1	9.5	10.0	—
1924年				
1 22	1.0	8.0	痕跡	—
2 29	1.5	16.0	15.0	—
平均	1.38	11.6	9.2	5.2

イーストハムの處分の如きに比すれば，吾々の場合は固より其生下水が弱性のものなりとはいへ淨化流出水は遙かに清淨なることを知る。

ローザーハム市の設備に就ては今迄何等述べざりしに依り，其成績を揭ぐるに先ち設備に就き略說せん。

ローザーハムのものは 2 個の設備より成り，各槽は長さ 302 呎，幅 77 呎にして之が 18 の回路に分たれ，回路の幅は 4 呎にして水深は 4.5 呎なり。故に吾々の設備よりは稍大なり。勿論吾々の場合の水深は例外なり。此 18 回路中の 16 個に攪拌機を設置し，他 2 個の回路は攪拌機運轉の動力室に占領せらるゝを以て攪拌機を設置し得ざるなり。攪拌機軸の太さは 3.5 吋，軸受はボールベアリングとなり，1 分間回轉數 15 回にして，攪拌機は木製の箱にて蔽はれたり。動力室は二設備の中央に設けらる。之は動力を用ふる上に便利なれども，前述の如く各槽の 2 回路が攪拌機を有せざる缺點ありて，攪拌の上には不都合のことなり。第一の設備には 35 馬力高速電動機 2 個が用ひられ，第二の設備には 30 馬力低速電動機 2 個が用ひらる。各設備に 4 個の沈澱槽が附屬し其各は普通の逆ピラミッド型のものにして，上部に於て 32.5 呎の方形深さ 23 呎，滯水容量 63 500 ガロンのものなり。沈澱に意を用ひあることは三河島の設備と同日の論に非ざるなり。

ローザーハムの下水は次表にも示すが如く一般に強性のものならず，恰も三河島の汚水に近し。各設備は 24 時間中に 800 000～900 000 ガロンの下水を處分し，時としては良結果を以て乾天時汚水 1 000 000 ガロン以上を處分することを得。

ローザーハム促進汚泥法成績表 (其一)

(第二の設備が 1 日 1 000 000 ガロンの全能力を發揮せる場合，百萬分比)

1924年 月日	沈澱下水 酸素吸收量 (4時間)	第二設備淨化水 處分下水量 (ガロン)	動力 (K.W.H.)	汚泥混量 (%)	酸素吸收量 (4時間)
1 12	43.3	1 282 500	469	15	9.8
〃 13	35.2	1 456 500	459	20	7.7

〃 14	36.1	1 095 000	449	17	9.6
〃 15	34.6	1 125 000	448	17	11.0
〃 16	33.8	1 026 000	450	19	9.6
〃 17	43.1	962 000	448	25	8.2

ローザーハム促進汚泥法成績表 (其二)

(在來濾過床を併用する爲め一部の下水は其方に至り設備が全能力を出す必要なき場合，百萬分比)

1924 年 月	日	沈澱下水 酸素吸收量 (4 時間)	第一設備淨化水 處分下水量 (ガロン)	動力 (K.W.H.)	汚泥混量 (%)	酸素吸收量 (4 時間)	第二設備淨化水 處分下水量 (ガロン)	動力 (K.W.H.)	汚泥混量 (%)	酸素吸收量 (4 時間)
6	6	35.5	564 000	500	18	8.4	599 500	435	16	8.8
〃	7	29.0	571 000	496	17	4.7	642 500	440	14	5.1
〃	8	28.1	495 500	504	17	7.6	532 500	440	19	8.2
〃	9	32.1	517 000	505	15	7.3	559 500	434	17	8.2
〃	10	33.1	477 000	499	14	7.9	529 500	445	16	9.1
〃	11	50.7	653 000	488	12	8.2	727 500	430	15	9.1
〃	12	20.9	722 000	490	12	8.5	785 500	432	12	8.8
〃	13	33.8	788 500	507	14	7.8	795 500	442	15	7.8
〃	14	17.9	766 000	516	16	6.2	810 000	453	16	5.9
〃	15	—	704 000	503	16	7.4	757 500	440	19	7.4

之を以て見れば吾々の有する設備は，ローザーハムのものに比し遙かに良き處分を行ふ事を得るものゝ如し。而も兩者の現在の處分下水量は略ぼ等しき故，若しローザーハムに於けるが如き成績に處分するものならば吾等の設備は猶一層處分能力を增大することを得べし。

猶此他實例を以て我等の設備に比較するもの多くあれども一々煩雜にして又其必要も多からざるべきに付之を略す。然れども概して其等淨化水の 4 時間酸素吸收量は 7/1 000 000～12/1 000 000 位に存在し，吾々の場合の如く 3 內外を示す如き淨化程度に非ざるなり。

次に參考の爲め我警視廳の水槽便所取締規則に依る淨化流出水の水質試驗標準を附記す。

(一) 流出物は微に溷濁するも殆ど惡臭を放たざること。

(二) 流出物は亞硝酸又は硝酸の反應著明なること。

(三) 流出物はメチレンブリウ脫色試驗に於て褪色することあるも 5 時間以內に脫色せざること。

(四) 流出物の 4 時間內に於ける酸素吸收量は 1.5/100 000 以下たること。

(五) 流出物の蛋白性アンモニアの含量は 0.3/100 000 以下たること。

(六) 流出物は原汚水に對し酸素吸收量及び蛋白性アンモニアの含量に於て 45 % 以上の減少率を示すこと。

警視廳の此標準は決して安全なるものと斷言し得ざるべきも，之に比すれば吾々の場合の流出水は遙かに優秀なる程度といふ可きなり。

第二十一節 所要動力

動力の消費に就ては附表促進汚泥法作業表に示す如くなり。攪拌機運轉の動力は處分下水量の多少に關せず常に略ぼ等しき動力なるべきなり。我等の設備に於ては此攪拌機運轉の爲めに 24 時間に約 720 K.W.H. を要することを示す。之に返送汚泥喞筒の動力を合すれば 770 K.W.H. を算す。ローザーハムに於ては約 560, シェフィールドに於ては 576 を示す。然らばシェフィールドのものに比し吾等のものは約 3 割餘の動力を多く消費する事となる。此原因は何處にあるかと考ふるに外國の實例は皆軸受にボールを用ひ，又回路の隔壁は鐵筋混凝土の滑かなる平面をなすものなれども，吾々の設備に於ては軸受にボールを用ふる事もなく，回路の隔壁には無數のアングルが柱として存在する爲め水流の衝擊物となり，加ふるに水深大なる爲め，餘分の水をも動かさざる可からざるに起因するものなるべしと考へらる。

第二十二節 終　　詞

攪拌式促進汚泥法は曝氣式と異り，其操作極めて簡單にして，現在三河島濾過床の操作以上に簡單なり。何となれば元來濾過床なるものは操作簡單なる筈なれども，其實は然らずして床面の目が詰まりてサーフェースポンヂングを起す爲め屢々濾材の洗滌又は耕起を要し，常に之を未然に防いで濾過能力を保たしむるには，隨分大なる面倒と勞力とを要するものなり。又ポンヂングを起さゞる迄も，濾材が著しく汚るゝ時は處分能率を低下するものなり。然るに此攪拌式促進汚泥法にありては常に略ぼ一定强度の混液が攪拌槽內を循環するものなれば，此攪拌機の運轉さへ監視すればよき譯にて，之極めて單純なる機械操作なり。而して其處分能率は全く常に變化なき確實性を有するものなり。又撒水濾床の如く生下水を攪拌撒布する等の事なき爲め，少しも惡臭を發することなく蠅其他の嫌忌す可き小蟲を發生することなし。攪拌槽內の流れは黑褐色にして普通見慣れたる汚水の色と異るを以て，外見上少しも嫌惡の感を生ぜしめず。只攪拌機は混液を跳ね飛ばして不體裁なるを以て之を覆蓋する方宜しかるべし。

處分成績は旣に述べたる如く豫期以上良好なれども，猶短時日の成績なるを以て，之を以て全般を推すは早計なるべし。只餘剩汚泥の產出全く無く之が處分に困難すべきを豫期して備へたる汚泥乾燥床が，今の處全く不用に歸し居れるは驚くべき現象にして，又何時迄も斯くあらん事を祈り同時に其原因に就き究むべきなり。

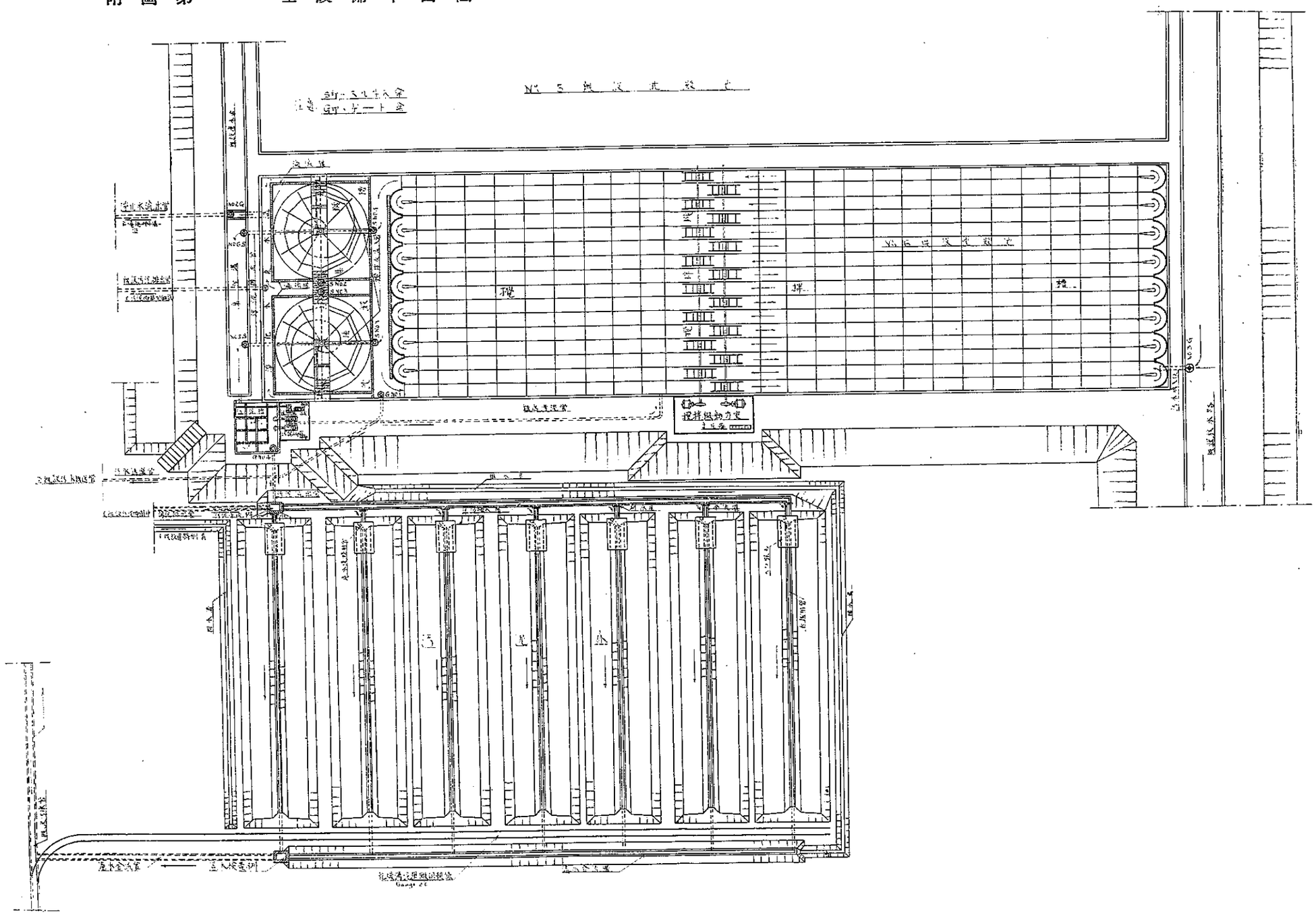
促進汚泥法に於ては處分の爲めに必要なる水頭小なるが故に，汚水を高く揚ぐるの要なし。

之が爲め諸設備は高き所に造る必要なく平地に造れば宜しき譯なり。從て其揚水動力も著しく小にて足るも，攪拌の爲めには却々大なる動力を要し結局全設備としては濾過法などよりも大なる動力の消費を必要とす。三河島の如く將に大都市の中央とならんとする處にありては，濾過法は餘りに不潔なる方法にして又荒川に放流する爲めには餘り確實なる方法と信ずるを得ざるなり。然れども田舍の都市に於ては撒水濾床の方動力の消費少なくして宜しかるべし。

攪拌機に本設備が有する如き水車式の水叩き車を用ふる事は動力の能率上甚だ不經濟なるものに非ずやと考へらる。汽船の推進機は其昔水車式なりしが現今に於ては水中に沒する螺旋狀推進機なり。然らば攪拌槽內に於て水流を生ぜしむる爲めには此螺旋狀推進機を用ふる方能率大なるべし。若しそれが攪拌に就て宜しからざる缺點ありとせば，其は他の方法を用ひて補ひ得べし。水路中を流るゝ混液は螺旋狀の運動を持續しつゝ流るゝ樣に水路の構造を設計するならば，混液は各部が交互に空氣に接し，又底部に沈澱を生じ若しくは汚泥が下部を流るゝ等のことなかるべし。之をなす爲めには恰も彈丸が旋回しつゝ飛び行く爲めに銃身の內面に螺旋狀の凹凸を構成しある如く，水路の內面に螺旋狀に導壁を形成せしむることにより簡單に目的を達することを得べし。

猶ほ向後の處分成績及び汚泥の處分等に關しては，處分場長廣中一之氏の不斷の努力と研究に待つことゝす。本稿を脫するに當り機械技師根本子之助氏の勞に謝す。（終り）

附圖第一　全設備平面圖



（内務部衛生試驗所計畫）

附表第四　撒水濾過法流入下水水質試驗成績表

下水水質試驗成績

沈砂池
排水渠　水（沈澱下水）

大正15年9月

日附	2日	6日	9日	13日	16日	20日	23日	27日	30日	平均
天候	前日晴 當日晴	前日晴 當日晴後曇	前日晴 當日晴	前日晴 當日晴	前日曇後雨 當日曇	前日曇後晴 當日曇後晴	前日雨 當日雨	前日曇 當日晴	前日晴 當日曇	
採水時間	午后1時12分	午后1時10分	午后1時10分	午后1時15分	〃	〃	〃	〃	〃	
水深(メートル)	1.60	1.80	1.50	1.60	1.80	2.00	1.80	1.80	2.00	1.77
氣溫(攝氏)	22.00	28.00	28.50	32.00	26.00	27.00	18.00	25.50	18.50	25.83
水溫(攝氏)	26.00	25.50	26.00	26.00	24.00	23.00	22.00	23.80	21.00	24.25
色相	黃褐色	〃	〃	褐黃色	黃褐色	濃褐黃色	濃褐黃色	淡褐黃色	淡褐色	黃褐色
透明度(メートル)	9.00	8.50	8.00	8.50	5.50	10.00	4.00	9.00	9.50	8.00
臭氣	若臭アリ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	微臭強ト	微臭弱ト	若臭アリ
反應	弱アルカリ性	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
腐敗程度	2時間半	3時間	2時間半	〃	〃	4時間	4時間半	2時間	〃	2時間56分
蒸發殘渣	608.00	622.00	540.00	500.00	522.00	500.00	480.00	450.00	480.00	522.00
強熱減量	362.00	344.00	278.00	246.00	344.00	284.00	304.00	250.00	310.00	322.00
強熱殘渣	246.00	278.00	262.00	254.00	178.00	216.00	176.00	200.00	170.00	200.00
溶解性物質	498.00	492.00	438.00	392.00	440.00	432.00	392.00	384.00	404.00	430.00
浮遊物質	110.00	110.00	102.00	108.00	82.00	68.00	88.00	66.00	76.00	90.00
酸素要求量(KMnO4)	17.50	18.50	19.50	21.00	12.50	17.50	18.00	17.50	20.00	18.00
酸素消費量(KMnO4)	31.00	33.50	34.50	36.00	24.50	30.00	32.00	37.50	35.00	32.00
窒素總量	12.00	11.20	13.60	12.80	11.80	11.20	14.00	16.00	13.20	13.33
アルモニア態窒素	7.80	6.80	8.80	8.50	6.32	6.60	6.22	9.82	12.82	8.25
硝酸態窒素	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
亞硝酸態窒素	0	0	0	0	1.20	0	痕跡	0	0	0.13
蛋白態窒素	2.30	2.60	3.00	3.00	1.60	2.12	2.16	2.62	2.54	2.44
蛋白態有機窒素	1.20	1.78	1.80	1.30	2.08	2.48	5.62	3.56	3.84	2.71
細菌總數	302.000	281.000	376.000	フラン器故障	〃	526.000	腐化	326.000	333.000	324.00
大腸菌屬數	1.80	3.20	1.80	2.80	フラン器故障	1.40	1.60	1.40	1.60	1.95

備考
1 化學的試驗ノ數量ハ採水1リットルニ對スル「ミリグラム」ニシテ細菌學的及大腸菌屬數ハ採水1立方「センチメートル」中ノ集落數ニ。
2 腐敗程度ハ「メチレン」青褪色試驗ニヨル。
3. 遠心機ハ5號沪紙ヲ使用シ得タル水澄ヲ檢ス。

附表第五　撒水濾過法流出水水質試驗成績表

下水水質試驗成績

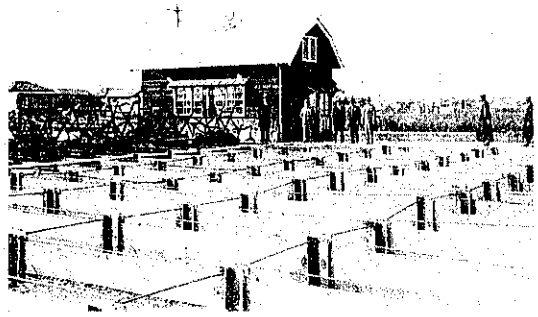
1 撒水濾床淨化水

大正15年9月

日附	2日	6日	9日	13日	16日	20日	22日	27日	30日	平均
天候	前日晴 當日晴	前日晴 當日晴後曇	前日晴 當日晴	前日晴 當日晴	前日曇後雨 當日曇	前日曇後晴 當日曇後晴	前日雨 當日雨	前日曇 當日晴	前日晴 當日曇	
採水時間	午后1時35分	〃	〃	午后1時40分	〃	〃	午后1時35分	午后1時40分	午后1時35分	
水深(メートル)	1.00	0.25	0.30	0.60	0.50	1.60	0.20	0.60	2.10	0.75
氣溫(攝氏)	29.00	28.50	29.00	32.00	26.00	27.00	18.00	25.50	18.50	25.94
水溫(攝氏)	25.50	25.90	25.50	26.00	25.50	23.50	22.00	23.20	21.00	24.23
色相	殆ド無色	極微淡褐色	殆ド無色	淡褐色	〃	〃	淡黃褐色	殆ド無色	〃	微淡褐色
透明度(メートル)	3.20	35.00	遮蔽	31.00	31.00	31.00	26.00			
臭氣	殆ド發ゼズ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
反應	弱アルカリ性	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
腐敗程度	5日間ニ褪色セズ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
蒸發殘渣	654.00	590.00	488.00	422.00	494.00	449.00	414.00	438.00	444.00	488.00
強熱減量	276.00	292.00	228.00	232.00	264.00	294.00	210.00	234.00	274.00	256.00
強熱殘渣	378.00	298.00	260.00	190.000	230.00	150.00	204.00	204.00	170.000	232.00
溶解性物質	536.00	494.00	456.00	390.00	482.00	426.00	402.00	372.00	422.00	442.00
浮遊物質	118.00	96.00	32.00	32.00	12.00	18.00	12.00	66.00	22.00	45.00
酸素要求量(KMnO4)	4.75	3.75	4.50	5.50	4.00	3.75	3.50	3.75	4.25	4.10
酸素消費量(KMnO4)	6.75	6.75	7.50	8.75	7.00	7.00	6.70	7.25	6.50	7.24
窒素總量	7.50	5.70	7.00	8.00	5.03	7.00	9.00	8.00	9.80	7.90
アルモニア態窒素	0.56	0.34	0.40	0.52	0.38	0.28	0.42	0.08	0.60	0.50
硝酸態窒素	4.49	2.26	4.80	3.73	6.37	2.92	5.83	4.02	5.65	4.45
亞硝酸態窒素	0.75	0.50	微量	0.75	0.75	0.30	0.75	微量	0.75	0.51
蛋白態有機窒素	0.50	0.40	0.40	0.60	0.46	0.36	0.44	0.74	0.52	0.49
其他ノ有機態窒素	1.20	2.20	1.40	2.40	1.07	3.14	1.56	2.26	2.28	1.95
細菌總數	135.000	164.000	111.000	フラン器故障ノ爲休止	〃	171.000	99.000	191.000	228.000	157.000
大腸菌屬數	.100	1.000	1.000	.800	上ニ全シ	.400	.400	.800	.600	.729

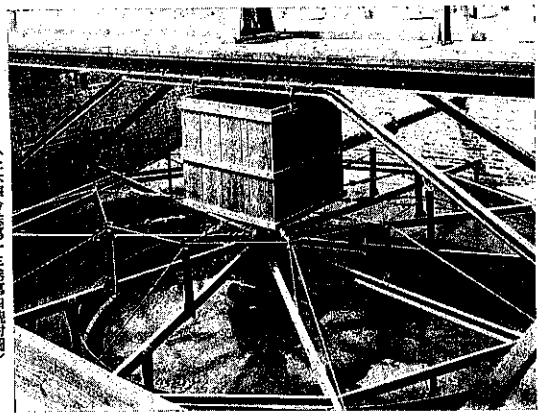
備考
1 化學的試驗ノ數量ハ採水1リットルニ對スル「ミリグラム」ニシテ細菌學的及大腸菌屬數ハ採水1立方「センチメートル」中ノ集落數ニ。
2. 腐敗試驗ハ「メチレン」青褪色試驗ニヨル。
3 遠心機ハ5號沪紙ヲ使用シ得タル水澄ヲ檢ス。

寫眞第一　攪拌槽

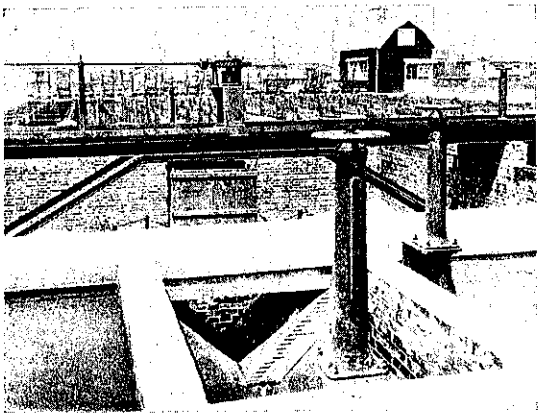


寫眞第二　泥拌機

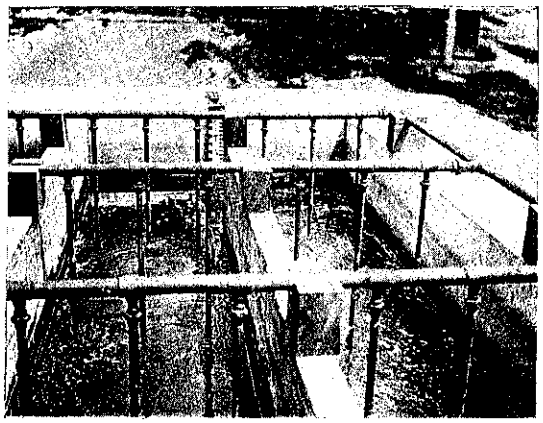
寫眞第三　汚泥掻寄機及びダウンテーキ



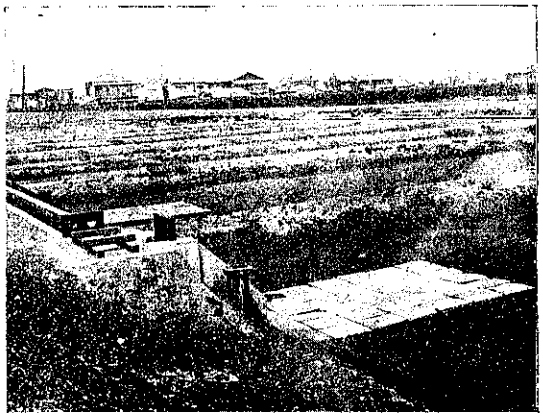
寫眞第四　淨化水溢流堰



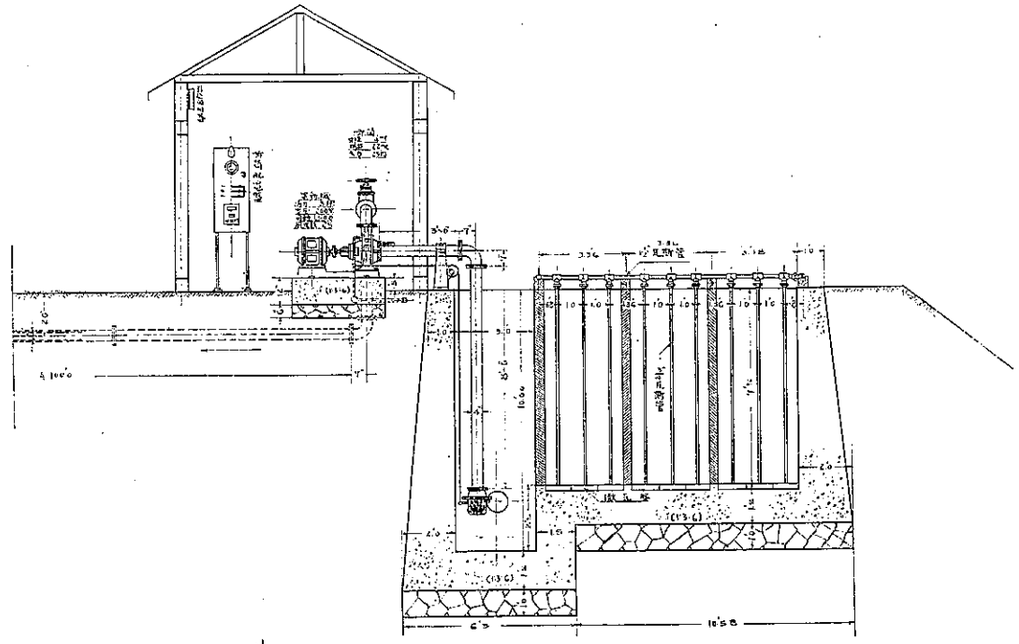
寫眞第五　汚泥槽

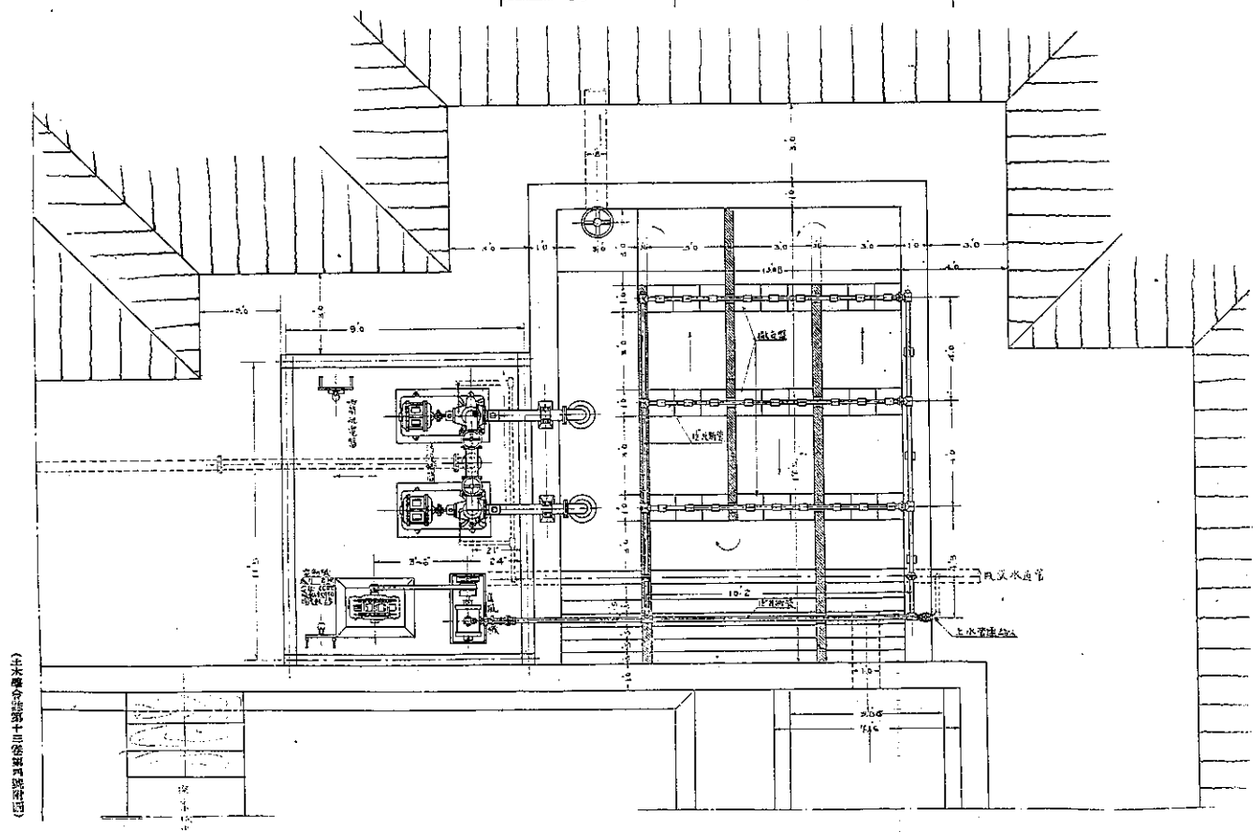


寫眞第六　汚泥乾燥床全景



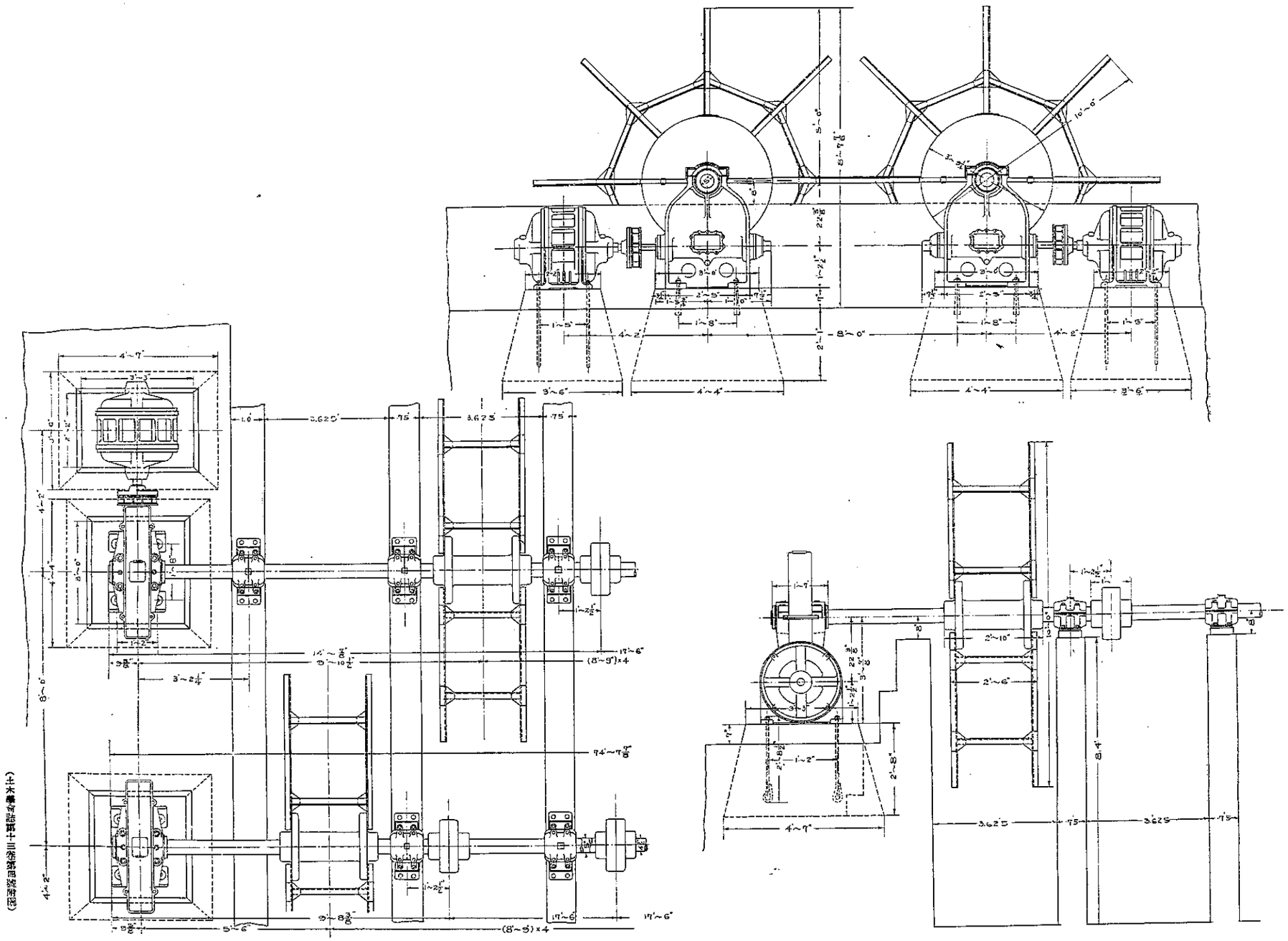
附圖第二　汚泥槽並ニ汚泥喞筒室





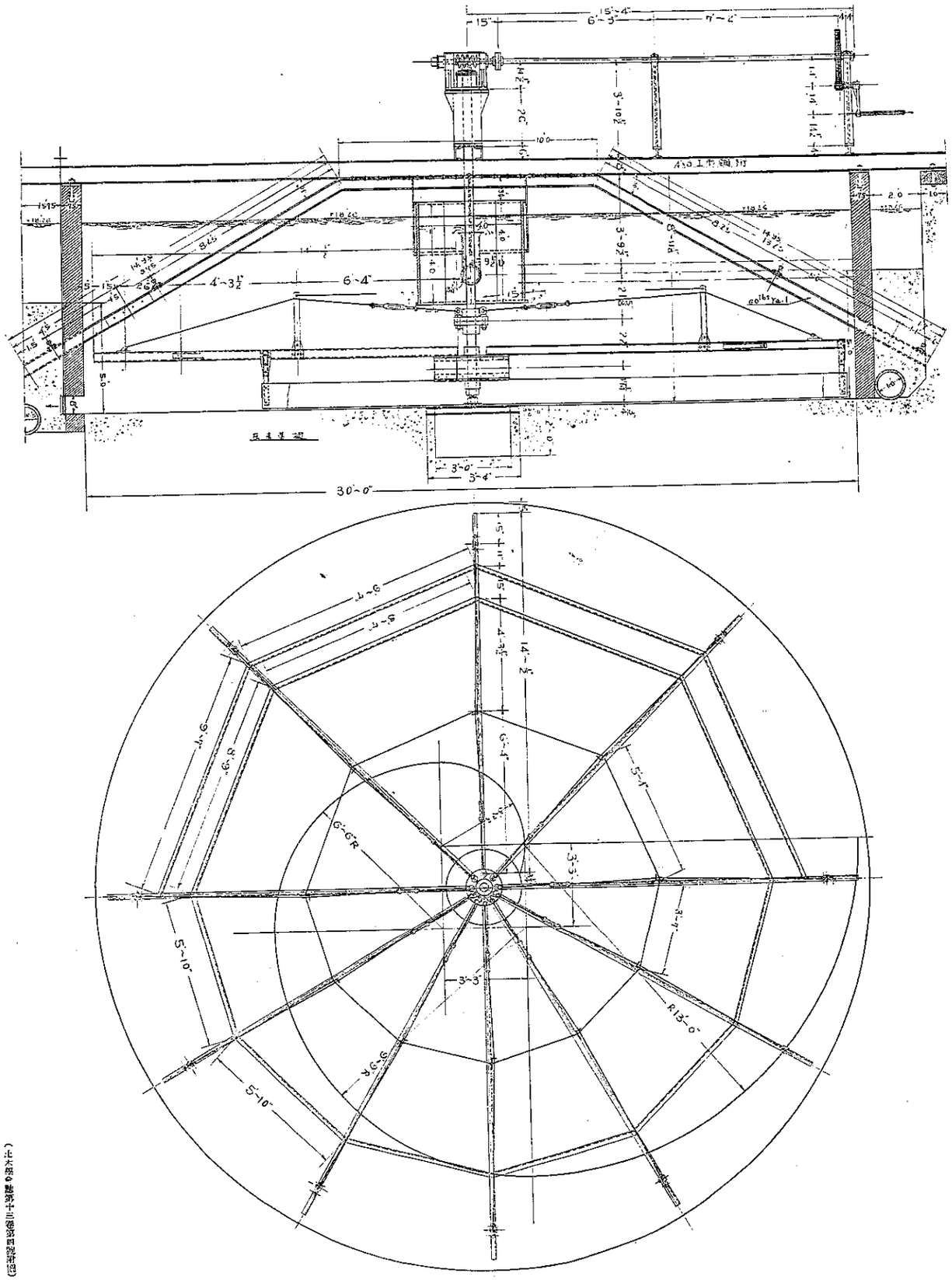
（注意　寸法は第十四圖分參照ノ事）

附圖第三　混液攪拌機



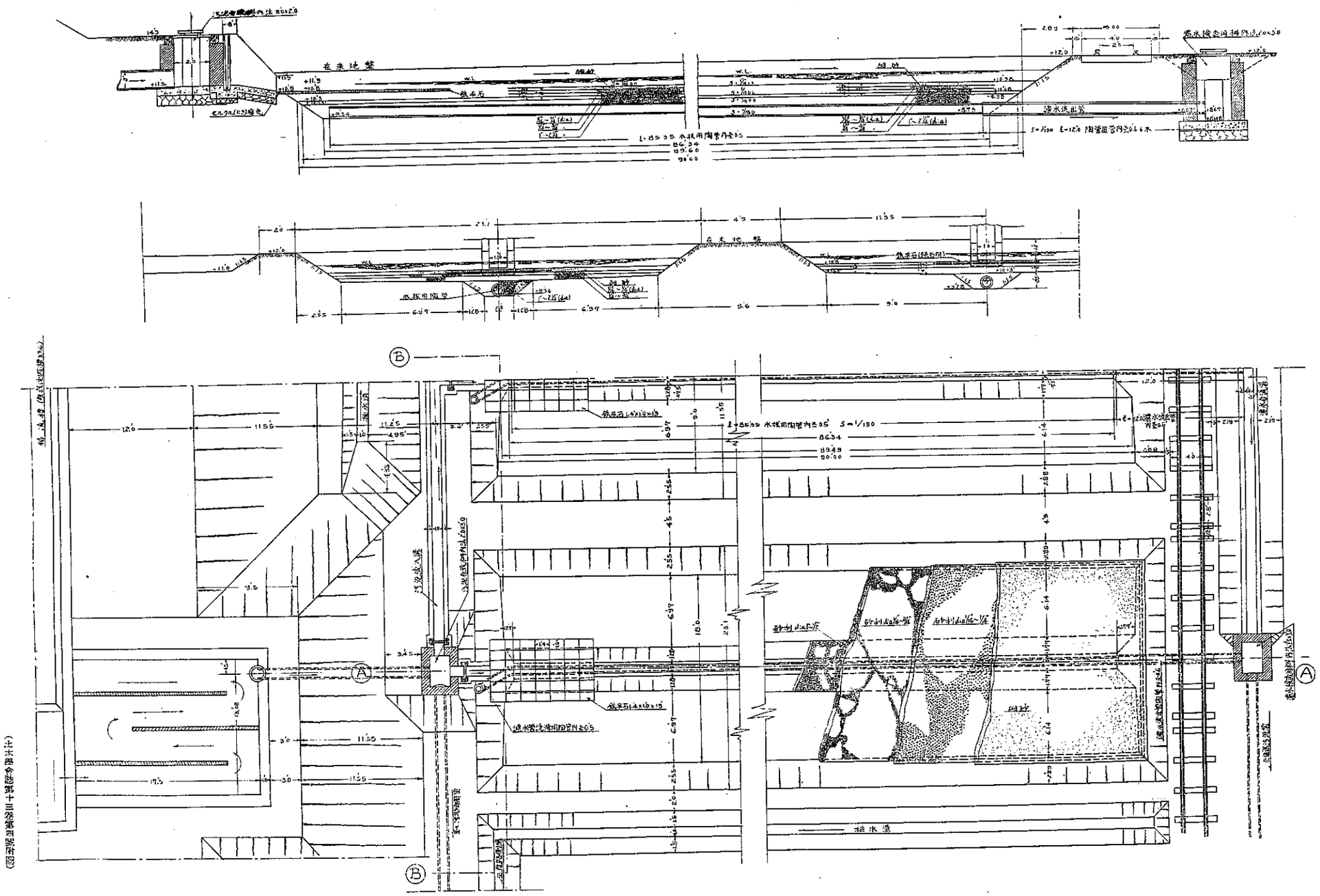
(土木學會誌第三十卷第四號)

附圖第四　汚泥掻寄機



（出典土木學會誌第十二卷第六號）

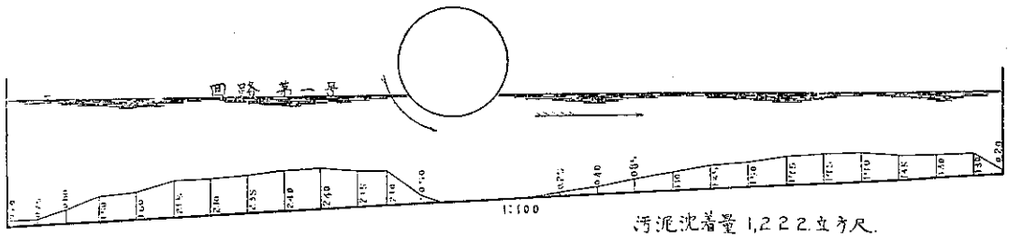
附圖第五　汚泥乾燥床


在來地盤
鐵平石
砂利
排水渠
汚泥流入渠
排水管
鐵平石(14×10×15)
水道用陶管内径95
S=1/150
砂利 d=1/2
砂利 d=1/16~1/8
砂利 d=1/8~1/4
砂利 d=1/4~1/2
砂利 d=1/2~1
砂利 d=1/2~1
砂利 d=1/2~1

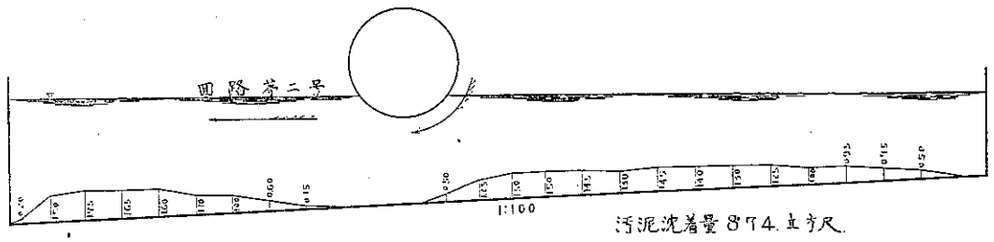
附圖第六　攪拌槽內汚泥沈着狀態變化圖

攪拌槽內汚泥沈着狀態其の一

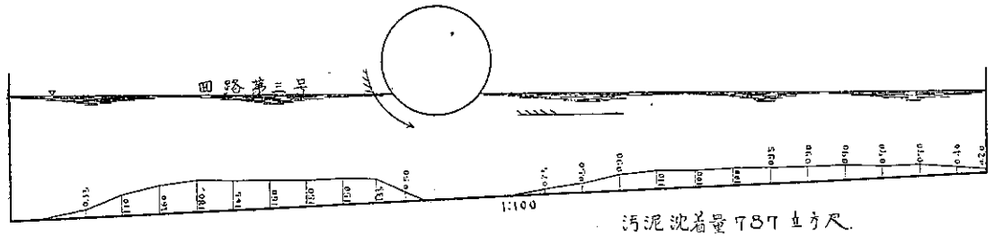
大正十五年八月七日測定



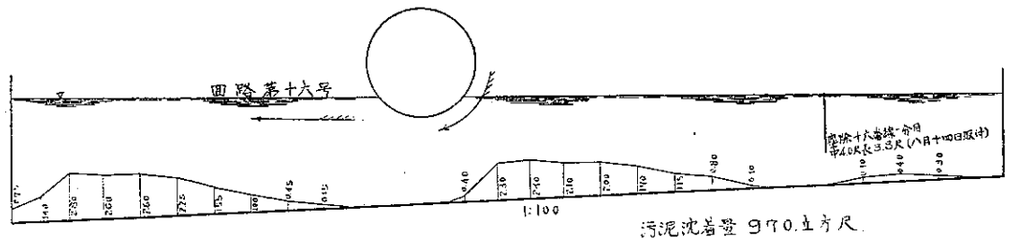
汚泥沈着量 1,222.立方尺.



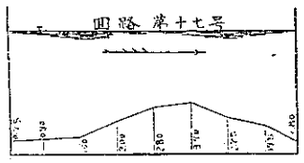
汚泥沈着量 874.立方尺.



汚泥沈着量 787 立方尺.



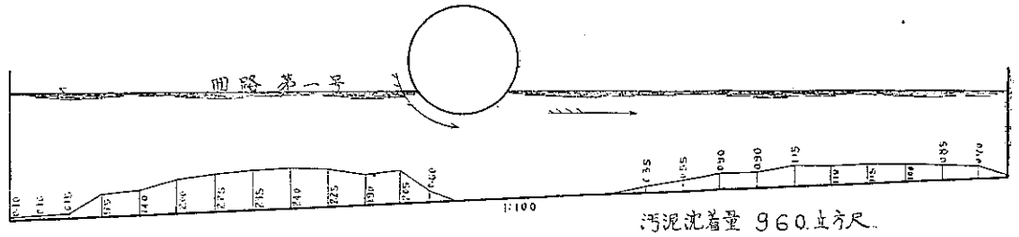
汚泥沈着量 970.立方尺.



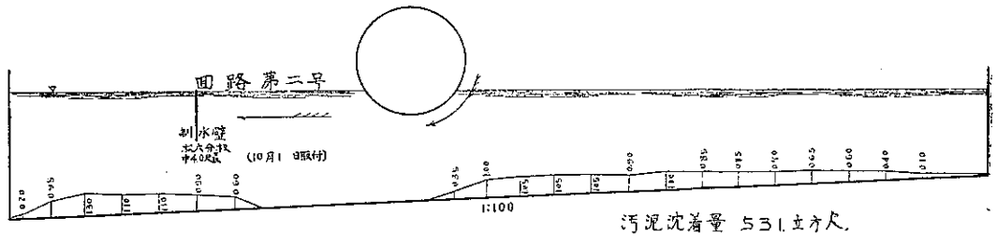
汚泥沈着量 560 立方尺

汚泥沈着量一覽表

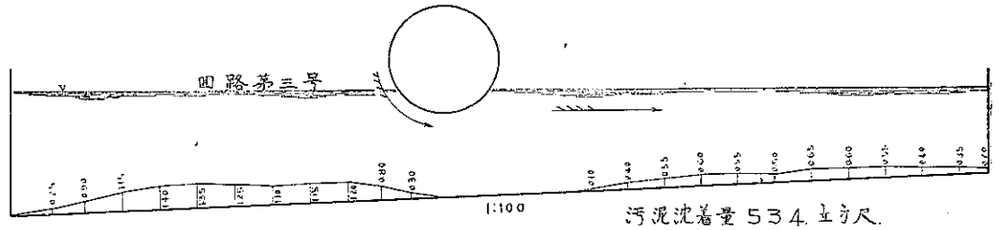
回路番號		汚泥量(立方尺)
第一号		1,222.
〃 二	〃	874.
〃 三	〃	787.
〃 四	〃	874.
〃 五	〃	787.
〃 六	〃	874.
〃 七	〃	787.
〃 八	〃	874.
〃 九	〃	787.
〃 十	〃	874.
〃 十一	〃	787.
〃 十二	〃	874.
〃 十三	〃	787.
〃 十四	〃	874.
〃 十五	〃	787.
〃 十六	〃	970.
〃 十七	〃	560.
合	計	14,379.



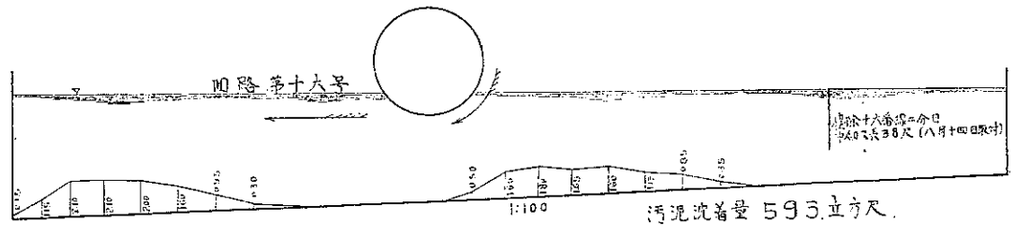
汚泥沈着量 960.立方尺.



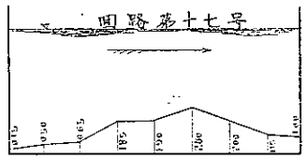
汚泥沈着量 531.立方尺.



汚泥沈着量 534.立方尺.



汚泥沈着量 595.立方尺.



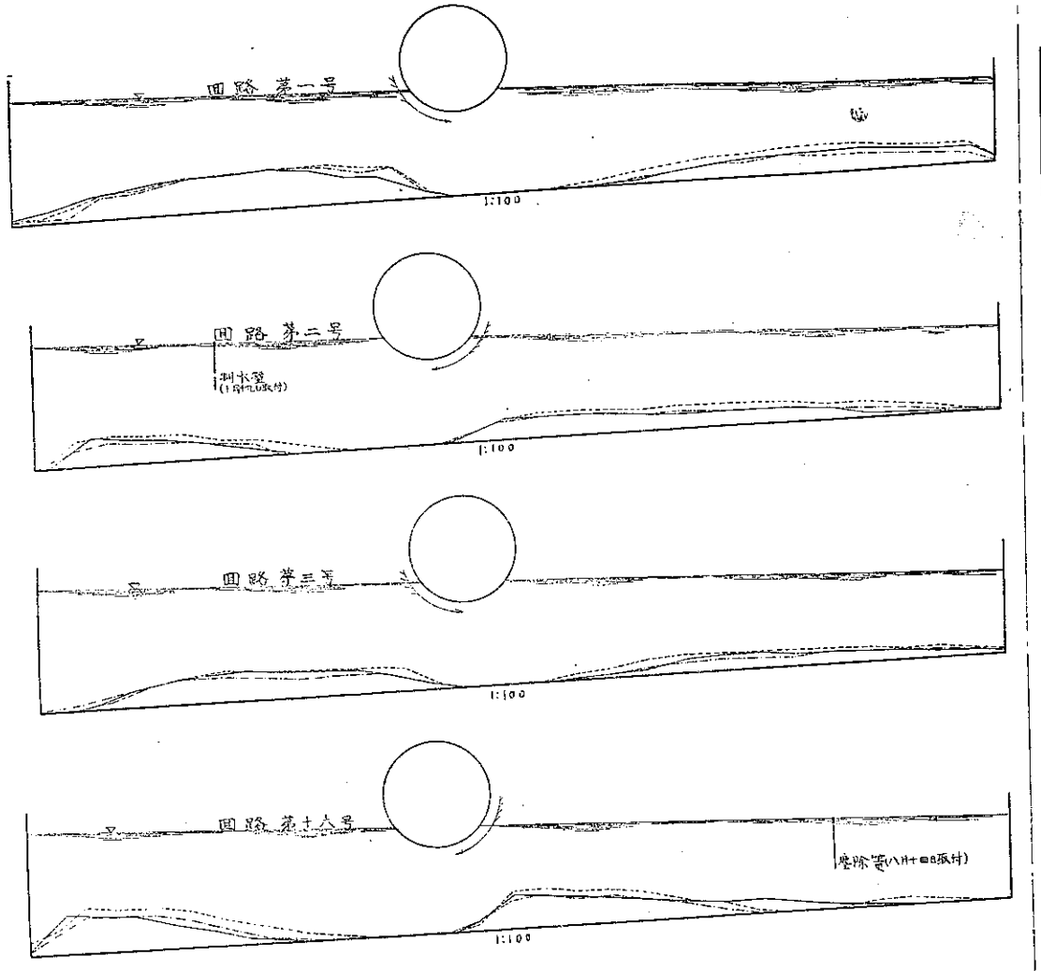
汚泥沈着量 349.立方尺

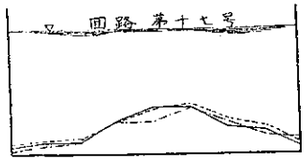
汚泥沈着量一覽表

回路番號		汚泥量(立方尺)
第一号		960.
〃 二	〃	531.
〃 三	〃	534.
〃 四	〃	531.
〃 五	〃	534.
〃 六	〃	531.
〃 七	〃	534.
〃 八	〃	531.
〃 九	〃	534.
〃 十	〃	531.
〃 十一	〃	534.
〃 十二	〃	531.
〃 十三	〃	534.
〃 十四	〃	531.
〃 十五	〃	534.
〃 十六	〃	595.
〃 十七	〃	349.
合	計	9,357.

附圖第七　攪拌槽內汚泥沈着狀態其の二

大正十五年十月四日測定





凡例

————	其一
————	其二
————	其三

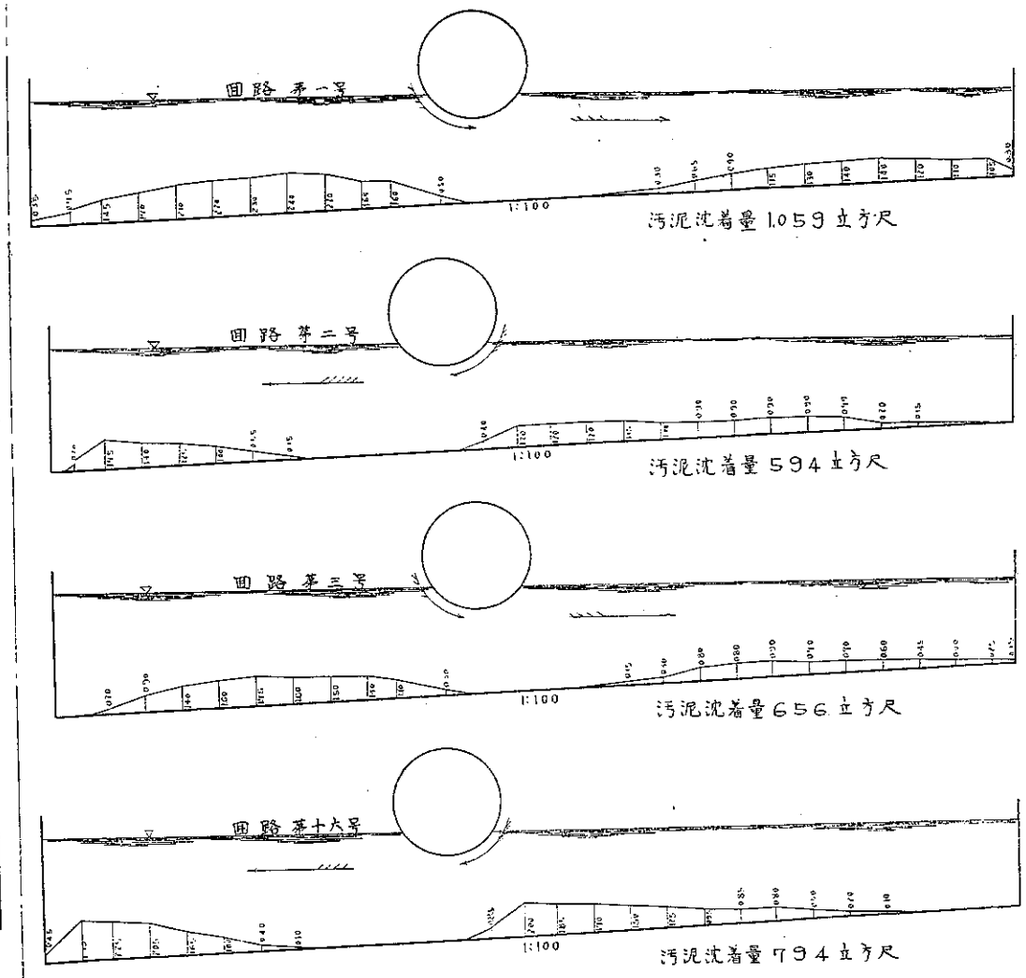
備考

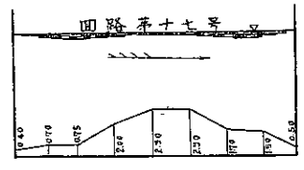
番号	汚泥沈着量	測定日
第一	(其1) 11.09立	8月10日測定
第二	〃 14.97立	10月14日測定
第三	〃 9.35立	11月8日測定

回路高部平面図 1:100

攪拌槽內汚泥沈着狀態其の三

大正十五年十一月八日測定





汚泥沈着量 458 立方尺

汚泥沈着量一覽表

回路番号		汚泥沈着量(立方尺)
第一	其一	1.059
〃 二	〃	594
〃 三	〃	656
〃 四	〃	594
〃 五	〃	656
〃 六	〃	594
〃 七	〃	656
〃 八	〃	594
〃 九	〃	656
〃 十	〃	594
〃 十一	〃	656
〃 十二	〃	594
〃 十三	〃	656
〃 十四	〃	594
〃 十五	〃	656
〃 十六	〃	794
〃 十七	〃	458
計	其一	11.061

附表第一　促進汚泥法流入下水水質試驗成績表

下水水質試驗成績

1 促進汚泥法 流入口下水（不充沈澱下水）

大正15年9月

日付	9月1日	9月3日	9月6日	9月8日	9月10日	9月13日	9月15日	9月17日	9月20日	9月22日	9月27日	9月29日	平均
天候	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	
	當日晴	當日晴	當日晴	當日晴	當日晴	當日晴	當日晴	當日曇	當日晴	當日小雨	當日晴	當日晴	
比重	前日測定						前日測定						
	1.00	1.00			1.00		1.00		1.00	1.15	1.00		1.04
全蒸殘渣	30.00	27.50	26.50	28.50	32.00	32.00	23.50	24.00	23.00	22.50	30.00	24.00	28.00
灼熱減量	23.00	24.00	24.50	24.50	20.00	22.00	23.50	21.50	23.00	22.50	22.00	21.00	23.00
色	淡黃色	黃色		淡黃黃色	黃黃色		黃褐色	淡黃黃色		淡黃黃色	淡黃褐色		淡黃褐色
懸濁物質	1.50	6.50	4.00	5.00	5.00	3.00	4.50	3.50	5.00	6.00	4.70	3.50	4.48
臭	黃黃土												黃黃土
味	微腐敗臭												腐敗臭
溶存酸素	2時間	2時間	2時間	3時間	2時間	1時間	3時間	3時間	3時間	2時間	2時間	2時間	2時間
酸素消費量	652.00	804.00	630.00	516.00	564.00	642.00	184.00	716.00	554.00	610.00	554.00	620.00	617.00
化學的酸素	364.00	482.00	270.00	360.00	242.00	324.00	254.00	336.00	318.00	318.00	284.00	294.00	322.00
生物的酸素	578.00	322.00	348.00	210.00	242.00	348.00	230.00	350.00	236.00	262.00	314.00	326.00	255.00
全窒素	422.00	454.00	510.00	430.00	366.00	436.00	314.00	228.00	450.00	408.00	426.00	420.00	418.00
分離窒素	270.00	310.00	170.00	86.00	138.00	196.00	70.00	318.00	104.00	202.00	172.00	200.00	155.00
硝酸性窒素	33.00	23.00	30.50	18.00	23.00	37.00	14.50	24.00	27.00	31.00	35.50	31.50	26.00
亞硝酸性窒素	55.00	37.00	36.50	30.00	40.00	65.50	32.00	37.50	50.00	58.00	56.50	51.00	46.70
氨	11.70	11.60	15.00	12.40	12.00	14.40	15.00	7.50	16.00	16.60	17.20	10.00	13.30
鹽素	6.40	6.50	8.40	8.75	7.80	7.86	5.92	5.50	7.76	6.94	8.56	2.76	7.17
硫酸	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
鹽酸	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0.06
鐵	3.70	2.60	3.50	2.44	2.64	3.02	1.97	2.14	2.62	3.42	3.13	3.68	2.89
鉛	1.08	2.50	3.24	1.22	1.56	3.30	1.76	0.46	5.02	3.65	3.46	4.06	3.18
細菌百萬	不良	381.00	237.00	250.00	252.00				256.00	211.00	326.00	不良	228.00
大腸菌數	1.40	1.80	1.20	2.80	2.60	2.80	1.40	民間水	2.20	1.70	1.40	不良	2.08

備考
1 [illegible]
2 [illegible]
3 [illegible]

附表第二　促進汚泥法流出水水質試驗成績表

下水水質試驗成績

1 促進汚泥法淨化水

大正15年9月

日付	9月1日	9月3日	9月6日	9月8日	9月10日	9月13日	9月15日	9月17日	9月20日	9月22日	9月27日	9月29日	平均
天候	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	前日晴	
	當日晴	當日曇	當日晴	當日晴	當日晴	當日晴	當日晴	當日曇	當日晴	當日小雨	當日晴	當日晴	
比重	前日測定												
	1.02		1.05		1.00			1.05		1.08		1.05	1.02
全蒸殘渣	30.00	27.50	26.50	28.50	32.00	32.00	23.50	24.00	27.50	22.50	30.00	24.00	28.00
灼熱減量	27.50	25.50	26.00	25.50	27.50	26.50	26.50	23.50	24.00	23.00	23.00	21.00	25.00
色	淡黃色												
懸濁物質	微	25.50	26.50	28.50	26.00	27.00	23.50	微	27.00	20.00	22.00	18.00	21.20
臭	腐土臭												
味	微腐敗臭												
溶存酸素													
酸素消費量	528.00	574.00	532.00	478.00	482.00	442.00	304.00	462.00	464.00	446.00	420.00	300.00	463.00
化學的酸素	200.00	150.00	240.00	224.00	264.00	188.00	262.00	260.00	272.00	282.00	220.00	234.00	250.00
生物的酸素	258.00	234.00	240.00	234.00	218.00	254.00	182.00	202.00	184.00	214.00	208.00	150.00	211.00
全窒素	408.00	534.00	540.00	442.00	392.00	372.00	400.00	458.00	436.00	422.00	358.00	368.00	424.00
分離窒素	32.00	40.00	32.00	36.00	30.00	64.00	4.00	4.00	24.00	22.00	62.00	22.00	33.00
硝酸性窒素	3.75	7.75	4.25	3.75	3.50	3.50	3.50	3.25	3.25	2.75	3.50	2.75	3.47
亞硝酸性窒素	8.00	6.75	7.00	6.00	4.25	6.00	6.50	6.00	6.00	3.50	4.75	5.50	6.15
氨	5.04	4.50	4.40	2.00	2.80	5.40	3.08	7.48	6.02	1.40	2.40	1.80	3.53
鹽素	1.00	1.02	1.22	0.74	1.54	0.90	0.60	0.60	0.62	0.40	0.44	0.22	0.82
硫酸	0.15	微	0.34	0	0	0	0	0.34	0.39	0	0	0	0.23
鹽酸	0.75	微	0.50	0	0	0.60	0	0	微	微	微	微	0.15
鐵	1.40	1.20	1.20	0.80	0.86	0.34	0.40	0.50	0.57	0.46	0.40	0.32	0.79
鉛	0.10	2.66	1.20	0.98	0	0.54	0.28	1.32	0.48	0.52	1.56	1.76	1.01
細菌百萬	113.000	137.000	111.000	78.000	94.000	不良	不良		137.000	64.000	120.000	不良	110.000
大腸菌數	600	600	1.200	200	2.200	900	200	不良	200	400	200	不良	600

備考
1 [illegible]
2 [illegible]
3. [illegible]

附表第三　促進汚泥法作業表

促進汚泥法作業表　大正十五年九月

日付	天候	機械運轉 運轉時間 攪拌機	汚物泥筒	空壓氣槽	機械運轉 使用電力 攪拌機	汚物泥筒	空壓氣槽	計 KW.H.	汚水處理 送泥量 立方尺	送風量 立方尺	流出水量 立方尺	排泥量 立方尺
1	雨	16.0	16.0	16.0	480	31	22	533	42240	48000	85948	
2	曇	24.0	24.0	24.0	749	51	35	835	63360	76800	144860	
3	晴	24.0	24.0	24.0	744	51	35	830	63360	76800	146704	
4	雨	6.0	6.0	6.0	130	12	8	150	15840	19200	38174	
5	晴	15.0	15.0	15.0	475	30	19	524	39600	46400	105195	
6	〃	23.5	23.5	23.5	715	46	34	795	59400	76800	165471	
7	曇	17.5	17.5	17.5	595	32	25	652	46200	56000	131560	
8	〃	24.5	24.0	23.5	720	41	33	804	63200	75200	153880	
9	晴	24.0	24.0	24.0	724	48	36	808	63360	76800	156451	
10	〃	24.0	24.0	24.0	749	49	36	834	63360	76800	152203	
11	曇	24.0	24.0	24.0	744	52	36	832	63360	76800	126663	
12	晴	24.0	24.0	24.0	710	49	36	795	63360	76800	122460	
13	〃	24.0	24.0	24.0	706	51	35	792	63360	76800	117420	
14	〃	20.7	20.7	19.7	636	41	26	763	54560	59732	123445	
15	雨	17.0	17.0	17.0	514	36	22	572	44880	54400	84683	
16	〃	17.0	17.0	17.0	573	36	23	582	42240	51200	92847	
17	〃	9.0	9.0	9.0	283	17	12	312	28760	28800	42455	
18	曇	17.0	17.0	17.0	518	38	17	573	44880	54400	76944	
19	晴	24.0	24.0	24.0	730	49	32	811	63360	76800	111376	
20	〃	23.5	24.0	24.0	710	51	34	795	63360	76800	120475	
21	〃	24.0	24.0	24.0	730	49	35	814	63360	76800	121521	
22	雨	24.0	24.0	24.0	715	49	34	798	63360	76800	121140	
23	〃	24.0	24.0	24.0	710	48	34	792	63360	76800	116502	
24	〃	24.0	24.0	24.0	725	47	34	806	63360	76800	126730	
25	曇	24.0	24.0	24.0	720	50	33	803	63360	76800	127604	
26	〃	23.5	24.0	24.0	691	47	33	771	63360	76800	125348	
27	晴	24.5	24.0	24.0	681	49	34	774	63360	76800	123717	
28	〃	24.0	24.0	24.0	725	50	36	811	63360	76800	120372	
29	〃	24.0	24.0	24.0	739	50	34	823	63360	76800	117392	
30	曇	21.0	21.0	21.0	624	42	28	694	55440	67200	97203	
合計		674.7	635.7	634.7	19285	1298	891	21474	1677336	2012736	3438633	
平均		21.2	21.7	21.2	643	43	30	714	55836	67374	114588	
最大値		24.0	24.0	24.0	749	52	36	835	63360	76800	146195	
最小値		6.0	6.0	6.0	130	12	8	150	15840	19200	38174	