

抄 録

第 27 卷 第 1 號 昭和 16 年 1 月

應 用 力 學

- (1) 中空梁の實驗に就いて 頁 57
- (2) 梁の曲げ理論に就いて 59

水 理

- (3) 河床に於ける砂粒の平衡 60
- (4) 管の流れの新公式 63
- (5) 固定障礙物に加はる波の壓力 63

コンクリート

- (6) 各種セメントを使用せる手突きコンクリートと振動コンクリートとの物理的及び力學的性質の比較 64

施 工

- (7) 濕砂の電気抵抗 66
- (8) 基礎設計の原理 67

熔 接

- (9) 溶接した特殊銅管の破壊試験 68

下 水 道

- (10) 藥品凝集沈澱に依る汚泥脱離液の處理 69
- (11) 下水沈澱剤としての Copperas-Sodium Silicate 71
- (12) クラリ フロキュレター 72

港 灣

- (13) 天津港の浚渫船に就て 73

道 路

- (14) North Beach 航空港 74

應 用 力 學

(1) 中空梁の實驗に就いて

(F. Fonrobert VDI, Holzminden, "Versuche mit Hohlbalken." Bautechnik. Heft 29, p. 337~340. 鈴木 溪 二 抄)

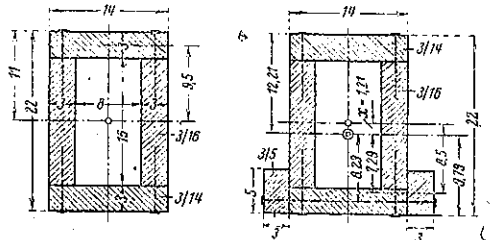
Stuttgart の工科大学建築材料試験所で、全部膠着した中空梁に関する實驗を行ひ、今後の構造に對する規定をつくつた。膠着せる中空梁に於ても、腹板と突縁板との剪斷力をとる爲に釘打のみのときの必要数の半分の釘を用ふる。

釘及び膠の力は同時には働かず、膠継目が働かなくなつた時に釘が働き始める。この釘がどれ程確實に働くか並びに梁は膠継目が働かなくなつた時どうなるかは實

験に依つてわかることであり、釘打ちの影響は、梁の撓みに際し惹起される避け難き滑りに關して試験する必要がある。

中空梁の兩腹板が I 形梁の腹部の様に厚ければ、この 2 つの梁に於いては同様である。版狀梁として使用する際には中空梁は I 形梁よりも大きな側面離脱性を

圖-1. 中空梁横斷面圖



有するが故に優つて居る。供試用中空梁は圖-1 に示す如くである。

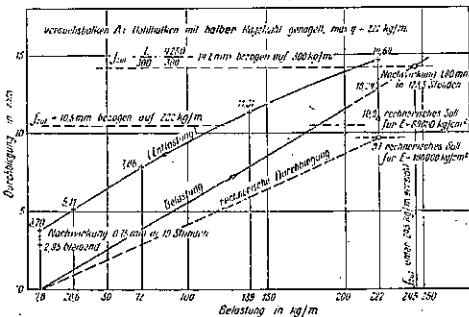
計算は表-1 に依る。梁 A は必要な釘の半分を用ひ、B, C 及び D は必要数だけ釘を打つてある。梁 C に於いては両側に添木を用ひ、梁 A, B, C は端を隔いたまゝにし、梁 D は両端に補強用挿入材を入れてある。

表-1.

	A, B, D	C
断面:		
2 腹板	3/16cm	3/16cm
2 突縁板	3/14cm	3/14cm
2 添木		3/5cm
断面積 F	180cm ²	210cm ²
慣性モーメント J_x	9710cm ⁴	11625cm ⁴
断面係数 W_x	883cm ³	952cm ³
上部突縁板の幾何モーメント S	399cm ³	440cm ³
下部突縁板の幾何モーメント S	399cm ³	567cm ³
梁間隔 0.75 m, 総荷重 400 kg/m ² における計算荷重	800kg/m	300kg/m
支間 $l=4.25$ m における最大曲げモーメント	68700 kg-cm	68700 kg-cm
最大曲げ應力 σ	77kg/cm ²	71.3kg/cm ²
計算撓 f	1.32cm	1.10cm
DIN. 1052 に依る許容撓 $f = \frac{l}{300}$	1.42cm	1.42cm
床版の接線力 Q	640kg	640kg
腹板と上部突縁板間の剪断力 $T = \frac{QS}{J}$	26.3kg/cm	24.2kg/m
腹板と下部突縁板間の剪断力	26.3kg/cm	31.3kg/cm
梁半分の總剪断力 $T_1 = \frac{1}{4} Tl$		
上部突縁	2790kg	2575kg
下部突縁	2790kg	3320kg
梁半分の載荷力 $N_1=45$ kg なる釘 34/80 の数		
上部突縁	32	64
下部突縁	32	64
		58
		74

圖-2~5 はこの實驗結果を示す。DIN. 1052 で規定せる弾性率 $E=100000$ kg/cm² の代りに $E=89000$ kg/cm² で計算すれば實際の撓みは、計算上の撓みとよく一致する。

圖-2. 梁 A の撓み曲線



梁自重 7.8 kg/m の供試梁 B に破壊荷重を圖-6 に示す如くかける。P=1500 kg で腹板に龜裂が生じ P

圖-3. 梁 B の撓み曲線

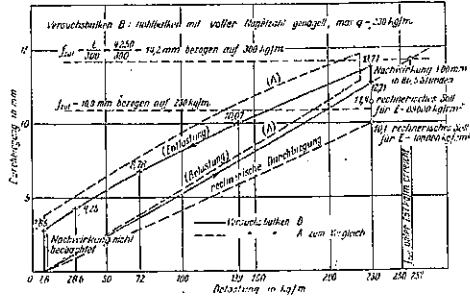


圖-4. 梁 C の撓み曲線

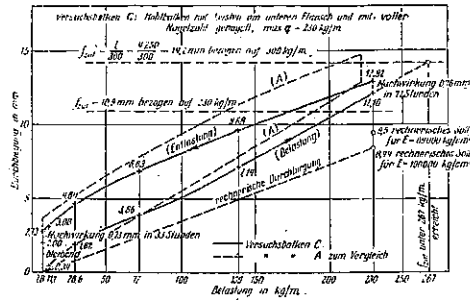


圖-5. 梁 D の撓み曲線

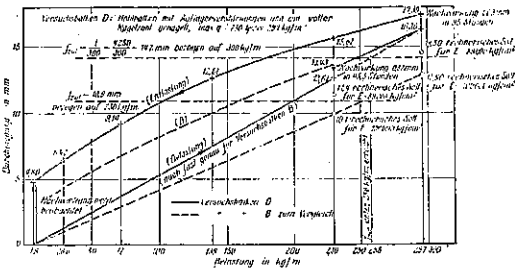
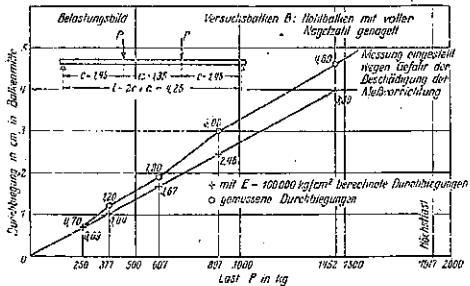


圖-6. 梁 B の破壊荷重



=1917 kg になると腹板は破壊し、その際上部突縁板の撓みは、梁の端部において 2 mm である。

$$\max M = \frac{7.8 \times 4.25^2}{8} + 1917 \times 1.45 = 2800 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = \frac{280000}{883} = 317 \text{ kg/cm}^2$$

この曲げモーメントを起す等分布荷重を求めれば

$\max q = 1240 \text{ kg/m}$

梁の破壊荷重は 圖-3 に依り許容撓みを考慮して 256 kg/m で測定すべきものなる故、破壊に対する安全率は $\nu = 4.85$ 倍である。

表-2. 撓みの比較

	A	B	C	D	D ₁
$f_{soll} (E=100\ 000 \text{ kg/cm}^2)$	9.70	10.19	8.44	10.10	12.50
$f_{soll} (E=89\ 000 \text{ kg/cm}^2)$	10.90	11.40	9.50	11.40	14.50
f_{vorh}	12.84	12.71	12.16	12.61	16.36
$f_{soll} : f_{\text{vorh}}$	0.76	0.80	0.70	0.80	0.79
$f_{soll} : f_{\text{vorh}}$	0.85	0.90	0.78	0.90	0.89

圖-2~5 の撓み曲線で、許容撓みの起る荷重がわかる。

供試梁 A B C D
荷重 245 kg/m 257 kg/m 267 kg/m 258 kg/m

梁の計算においては、300 kg/m 計算される故

$$\frac{245}{300} = 0.82 \quad \frac{257}{300} = 0.86 \quad \frac{267}{300} = 0.89 \quad \frac{258}{300} = 0.86$$

之は中空梁の破壊可能性を判断するたすけとなる。

例へばこの値を 0.85 に固定すれば、もと 0.75 m の梁間隔なりし梁 B は $0.85 \cdot 0.75 = 0.64 \text{ m}$ に變更せられる。支間 4.25 m にして間隔 0.64 m なる中空梁に對し、完全梁 10/22 cm が必要であり、表-3 に之を示す。

表-3.

	完全梁	中空梁
高さ h	22 cm	22 cm
幅 b	10 cm	14 cm
荷重 q	256 kg/m	256 kg/m
最大曲げモーメント max M	57 900 kg·cm	57 900 kg·cm
慣性モーメント J	8 570 cm ⁴	9 710 cm ⁴
断面係数 W	807 cm ³	883 cm ³
断面積 F	220 cm ²	180 cm ²
計算上の曲げ應力 σ	71.6 kg/cm ²	65.5 : 0.85 = 77.2 kg/cm ²
計算上の撓み f	1.23 cm	1.13 : 0.85 = 1.32 cm
最大許容撓み $f_{zul} = \frac{425}{300}$	1.41 cm	1.41 cm
断面積の比		1 : 0.82

中空梁は小なる直径の丸太から必要な部分をきりとれる故に有利である。しかしその利益は一部釘の費用と相殺する。

之等中空梁に關する研究結果に關し次の事がわかつた。

1. 釘結合の滑りを考慮して 0.8 から 0.9 デュベルをうつた梁と同様に計算出来る。

2. 膠着をなし、少数の釘をうつた中空梁は、膠継目が働かなくなつたときは強度の撓みを起すが、尙充分な支持力をもつて居る。

(2) 梁の曲げ理論に就いて

(R. Gran Olsson, "Über die Grundlagen der Balkenbiegung." Bauingenieur, Heft 27/28, p. 211~214. 鈴木溪二抄)

初歩的の曲げの理論による梁の彎曲 梁の撓みを v_1 とすれば、一般的弾性曲線の微分方程式は

$$\frac{d^2 v_1}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} \dots \dots \dots (1)$$

曲げモーメントの他に切線力の爲に dx だけ離れた 2 断面間に生ずる撓みは

$$dv_2 = \frac{KQ}{GF} dx \dots \dots \dots (2)$$

だけの變位を生じ、その際 F は梁の断面積、 G は剪断弾性係数、 K は断面の形に依る係数である。(1) と (2) 及び $dQ = -p dx$ なる關係から合成彎曲は

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} - \frac{KP}{GF} \dots \dots \dots (3)$$

切線力を考慮すればかく撓みは増大する。

二次元應力理論による梁の彎曲

フックの法則に依り

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial x} &= \frac{1}{E}(\sigma_x - \mu\sigma_y), \quad \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{E}(\sigma_y - \mu\sigma_x), \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} &= \frac{\tau}{G} \end{aligned} \right\} (4)$$

この方程式の最後のものより彎曲は

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{1}{G} \frac{\partial \tau}{\partial x} - \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} \dots \dots \dots (5)$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{1}{G} \frac{\partial \tau}{\partial x} - \frac{1}{E} \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial y} - \mu \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \right) \dots \dots (5a)$$

弾性理論に依り得られる σ_x の値は梁の理論に依る σ_x' と一致せず σ_x'' は σ_x' で修正されねばならぬ。

$\sigma_x = \sigma_x' + \sigma_x''$ と書いて之を (5a) に代入すれば

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{1}{G} \frac{\partial \tau}{\partial x} - \frac{1}{E} \left(\frac{\partial \sigma_x'}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_x''}{\partial y} - \mu \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \right) (5b)$$

一般の梁の理論より

$$\sigma_x' = \frac{M}{J} y, \quad \frac{\partial \sigma_x'}{\partial y} = \frac{M}{J}$$

他の應力を除くと方程式 (1) と一致する。

(5b) と (1) とを比較すれば、附加的の撓みは剪断應力並びに σ_x'' と σ_y とに關係する。唯一の大ききで彎曲を表はす爲に Airy の應力函數 F を用ひる。

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \dots (6)$$

フックの法則に依る變形を満足する爲には、Airy の應力函數は次の條件を満足せねばならぬ。

$$44F = 0 \dots \dots \dots (7)$$

彎曲は

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\frac{1}{G} \frac{\partial^3 F}{\partial x^2 \partial y} - \frac{1}{E} \left(\frac{\partial^3 F}{\partial y^3} - \mu \frac{\partial^3 F}{\partial x^2 \partial y} \right) (8)$$

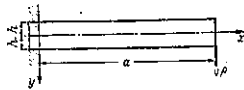
$E=2(1+\mu)G$ を用ひて變形をなし

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\frac{1}{E} \left[\frac{\partial}{\partial y} \Delta F + (1+\mu) \frac{\partial^2 F}{\partial x^2 \partial y} \right] \dots (9)$$

一般の梁の理論が弾性理論の結果と一致するかをしらべる爲に、簡単な荷重に對する Airy の應力函数に依る計算をなし、(3) と (9) とを比較して、2 つの方程式が同一になる如く K の値を定める。

簡單なる荷重に依る彎曲の計算 例 (a). 末端に單獨荷重をかけた片持梁

圖-7. 單獨荷重 P をかけた片持梁



Airy の應力函数は

$$F = \frac{Py}{4h^3} (a-x)(3h^2 - y^2) \dots (10)$$

之より應力は

$$\sigma_x = -\frac{3Py}{2h^3} (a-x), \quad \sigma_y = 0, \quad \tau = \frac{3P}{4h^3} (h^2 - y^2) \dots (11)$$

彎曲は

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{3P(a-x)}{2Eh^3} \dots (12)$$

この式は M/EJ に等しい。これを 2 回積分して

$$V = \frac{3P}{4Eh^3} \left(a - \frac{x}{3} \right) x^2 + c_1 x + c_2 \dots (13)$$

$x=0$ で $v=0$ なる故 $c_2=0$, $c_1 = \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)_{x=0} = \frac{3P}{2FG}$ なる故

$$v = \frac{Px^2(a-x/3)}{2EJ} + \frac{3}{2} \frac{Px}{FG}$$

第 2 項は接線力による影響を與へて居る。(2) と比較して

$$K = \frac{3}{2}$$

例 (b). 等分布荷重の單純梁

Airy の應力函数は

$$F = \frac{P}{4h^3} \left[\frac{x^2}{2} (-y^3 + 2h^2 y - 2h^3) + (y^2 + 5a^2 - 2h^2) \frac{y^3}{10} \right] \dots (14)$$

(9) 式を用ひ且 $y=0$ と置いて

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\frac{3P}{4Eh^3} \left[a^2 - a^2 - \left(\frac{8}{5} + \mu \right) h^2 \right]$$

この第 1 項は M/EJ に相應し、第 2 項は

$$-\frac{3P}{4Eh} \left(\frac{8}{5} + \mu \right) = -\frac{P}{GF} \frac{24+15\mu}{20(1+\mu)}$$

となり

これを方程式 (3) の第 2 項と比較して

$$K = \frac{24+15\mu}{20(1+\mu)}$$

となる

K は剛性率 μ の函数にして $\mu=0$ のとき最大値 $K=1.2$ をとり $\mu=0.5$ のとき最小値 $K=1.05$ となる。

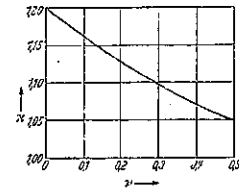
σ_x, σ_y, τ の影響をしらべるに

$$K = \frac{3}{2} - \frac{3}{10(1+\mu)} - \frac{3\mu}{4(1+\mu)}$$

第 1 項は剪断應力に相應し、第 2 項は σ_x に、第 3 項は σ_y に相應する。 σ_x の影響は $\mu=0$ で最大にして $\mu=0.5$ で最小であり、 σ_y の影響は μ が最大のとき最大となり、 $\mu=0$ のとき 0 となる。

こゝに梁の曲げの理論を二次元弾性理論に依りしらべた。この 2 つの理論は等分布荷重及び直線的に變化する荷重のときは、使用材料の剛性率と關係ある剪断應力補正をなせば完全に一致する。荷重が曲線的に變化する場合は更に補正を要する。

圖-8. 剛性率と K との關係



水 理

(3) 河床に於ける砂粒の平衡

(C. M. White. "The Equilibrium of Grains on the Bed of a Stream." Proc. of Royal Soc., London, 21 Feb. 1940, p. 322~338. 永井 莊七郎 抄)

砂礫より成る床面に於ける砂粒の平衡に就ては、之を主なる 2 つの場合に大別出来る。即ち 1 つの場合は、砂粒が小さくて流速が小なる時で、此の時は砂粒の前後に於ける壓力の差は著しくなく、粘性による應力が主で、その合力は粒子の切線方向に作用する(圖-9 参照)。他は砂粒が大にして流速も又大なる場合で、此の時は、砂粒の上下流に於ける壓力の差に因る引張り力 (drag) が大で、粘性による切線方向の力は比較的小さくなる(圖-10 参照)。

圖-9. 粘性による切線方向の力が大なる場合の砂粒の平衡

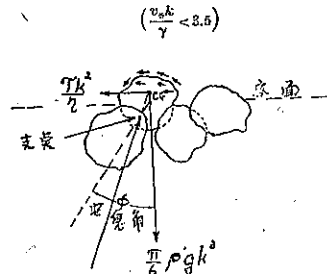
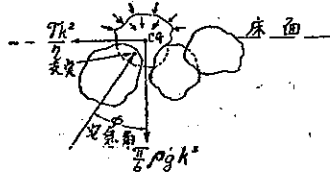


圖-10. 砂粒面に直角に力が作用し、切線方向の力及上面の力が無視し得る場合の砂粒の平衡 ($\frac{v_{*k}}{v} > 3.5$)



平衡状態にある砂粒の直径を k 、単位面積の砂粒の数を k^2/η 、床面に作用する平均応力を τ とすれば、床面の砂粒は $\tau k^2/\eta$ なる水平力を流体から床面に傳へる。流速の大なる場合は、合力は砂粒の中心を通り、(1) 式の時砂粒は將に運動を始めんとする平衡の極限にある。

$$\tau = \eta \frac{\pi}{6} \rho' g k \tan \phi \dots\dots(1)$$

茲に ρ' = 流体中に於ける砂粒の有効密度、 ϕ = 砂粒の上面層の安息角である。

流速の小なる場合は力の作用點は砂粒の重心より上位にあるが、その作用點は理論的に求め難く、從て實驗的に求めなければならない。その實驗係数を α とすれば

$$\tau = \alpha \eta \frac{\pi}{6} \rho' g k \tan \phi \dots\dots(2)$$

(1) 及 (2) 式の τ の値は場所及時間により、床面全體の時間的平均値より可なり大なる場合が屢ある。從て (1) 式を證明し或は (2) 式中の α の値を決定する實驗裝置は容易に造り得ない。

低速度の場合 Nikuradse (1933) の實驗から、 $\frac{v_{*k}}{v} < 3.5$ の時のみ粘性による切線方向の應力が大である (茲に $v_* = \sqrt{\tau/\rho}$ 、 v = 動粘性係數)。此の條件を満たすには水よりも粘性の大なる流体を使用する必要がある、實驗では滑油で $v = 1.6 \text{ cm}^2 \cdot \text{sec}^{-1}$ を用ひた。幅 5.08cm、長さ 100cm の開水路の床面に砂を敷き、大體 1/23 の勾配に均らし、滑油を水路の上流端から流し、砂粒が動き始める迄油量を増した。引張力は 3 方法で測定した。即ち水深 d 、密度 ρ 、及勾配 i を測り、 $\tau = \rho y d i$ 式より求め、又 $\tau d / \mu U = 3$ なる關係を用ひ、平均流速 U 及同様に不確實なる d を、 $\tau = \rho g d i$ 式及 $Q = b d U$ 式を

用ひて消去し、 Q 、 b 及 i を測つて τ を求めた。その結果は表-4 の如くである。

表に依れば、Aylesford 砂は $\tau = 8 \sim 11 \text{ dynes/cm}^2$ の時、Leighton Buzzard 砂は $\tau = 26 \text{ dynes/cm}^2$ の時動き始めてゐる。又意外にも、 τ の値は床面砂の最初の状態、即ち粗であるか極めて平滑に敷き均してあるかには餘り關係しないことが分つた。(2) 式中の $\alpha \eta$ の値を求むれば表-5 の如くである。

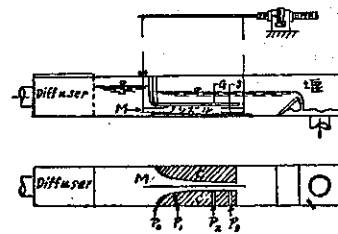
表-5. 平行流—粘性ある定流の $\alpha \eta$ の値

砂の種類	砂粒の直径 k (mm)	油中の $\tan \phi$	τ (dynes/cm ²)	$\alpha \eta$
No. 2 Aylesford	0.21	1.4	9.5	0.37
No. 3 Leighton Buzzard	0.90	1.65	26.0	0.31

砂粒を強く詰めて敷き並べると $\eta = 1$ 、從て $\alpha = 0.3 \sim 0.4$ となり、圖-9 の力の位置に一致する。即ち (2) 式は證明された。

次に粘性が更に少い流体に就ての實驗は難しい。砂粒を動かすだけの引張力を有する平行水路に於ては、流水は渦流となり、個々の砂粒に作用する引張力は時々刻々變化する。然し流体は噴口に於ける如く加速されてゐる時は、假令高速度であつても、定流を保ち得るから、此の性質を利用して噴口を造つた。即ち限界層の方程式から、 U^3/c が一定なる如き噴口に於ては τ は一定で、その値は次式で與へられる。

圖-11. 引張力の一定なる收歛噴口



$$\frac{\tau}{\rho} = c \sqrt{\frac{v U^3}{x}} \dots\dots(3)$$

式の c は Polhausen の解に依れば 0.75 であるが、Howarth に依れば實際には之より 25% 大で、 $c = 1.05$ が良く一致する。斯る收歛噴口により定常なる主流を得

表-4. 平行流—粘性ある定流

砂の種類	砂粒径 k (mm)	最初の床面の状態	勾配	Q (c.c./sec.)	v (cm ² /sec)	平均水深 d (cm)	τ (dynes/cm ²)		備考
							Q から	d から	
No. 2 Aylesford	0.21	非常に不規則	0.0343	2.73	1.69	0.405	11.4	12.2	床面全體移動
	0.21	非常に平滑	0.0354	0.483	1.63	—	8.0	—	移動せず
			0.0354	2.00	1.63	0.39	12.1	12.2	全體移動
No. 3 Leighton Buzzard	0.90	非常に不規則	0.0369	18.20	1.63	(0.8)	27.4	(2.6)	運動を始め
	0.90	非常に平滑	0.0370	14.70	1.63	0.84	26.2	27.6	極細砂移動
			0.0370	34.00	1.63	1.08	34.6	35.2	上部砂粒の 1% 移動

た。圖-11 は此の収斂噴口である。

真鍮殻 c の長さ $l=20$ cm で、

$$\frac{b}{l} = 0.1 \left(\frac{l}{x} \right)^{1/3}$$

なる形に作られてある。之等はガラス板 G で蔽はれ、 G を通して砂床 S を観測し得る。流速は壓力孔 P に因り、venturimeter と同様にして測定する。又引張力の値の check として、薄い金属片 M を 2 本の細い綿糸で吊し綿糸は micrometer 棒に結び付て測定した。

砂粒が移動し始むる迄水の量を漸増した。一般に砂粒は床面の凡ての部分から洗掘されたから、引張力が床面上到る處で一樣であつたと考へられる。砂粒が連続的に移動すると噴口の断面積は漸増し、1 時間位の後、主流の速度は最早之以上砂粒を動かさし得なくなる。此の時の引張力は、床面が移動せずして抵抗し得る最大の値である。その結果は 表-6 の如くである。

表-6. 主流：定流で粘性なし、限界層：無渦流

砂の種類	直径 k (mm)	水中に於ける $\tan \phi$	τ dynes/cm	$\alpha\gamma$
No. 1	0.122	1.0	3.56	0.39

以上の油及水の實驗に於て、 $\frac{v_* k}{\nu} = 0.04 \sim 2.10$ に變化したが $\alpha\gamma$ の値は大した變化はなかつた。

高速度の場合 $\frac{v_* k}{\nu} \gg 3.5$ なる時に適合する (1) 式に就て實驗を行ふことは更に難しい。砂粒の周圍に於ける渦動の爲 τ は變化する。砂粒が移動を始むる瞬間に於て、 τ はその平均値を越える。

$\tau =$ 一定にする爲には (限界層内に渦流が存する場合)、噴口の形は指數函数的に収斂する必要がある。即ち

$$1.5 \frac{x}{k} = e^{\alpha} (\alpha - 1) - \frac{\alpha^2}{2} + 1 \dots \dots (4)$$

$$\alpha = U/2.5 v_*$$

而も嚴密に言へば、各粒徑に應じて噴口の形を變へなければならぬ。然し實際にはその差は僅かにして、床面を緩かな曲線にすることにより補はれる。

$\tau =$ 一定なる流水は斯る噴口以外に 圖-12 の如き装

置により得られることが分つた。即ちガラス張の開水路の中に砂を堰狀に堆積し、その上に水を溢流せしめ、溢流頂 BC が安定する迄流す。然る時は収斂噴口内の流れに相當する流れが、砂床 BC と下流に傾斜せる自由水面との間に形成される。流れを適當に調節し、 AB 間の不都合なる條件を蔽ひ得る如く BC の長さを大にした。 h を BC 區間内の 2 點以上で測り、(4) 式より試算により求めた。此の實驗裝置は非常に簡單で、噴口よりも取扱ひ易く、實驗結果は噴口の場合と一致した。その結果は 表-7 の如くである。

圖-12. 自然に形成された堰頂上の収斂流

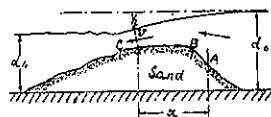


表-7 より明かな如く、 τ の観測値は計算値の半分である。即ち平均引張力 τ が (1) からの計算値の 1/2 の時砂粒は移動を始むる。

平行流 平行開渠に於ては、砂粒が運動を始める時の引張力は収斂流より遙かに僅少である。例へば Leighton Buzzard 砂 No. 3 に對し、収斂流では $\tau = 16.9$ dynes/cm²、平行流に關する Casey (1935) 或はアメリカの水路實驗所に於ける實驗に依れば $\tau = 5$ dynes/cm² にして、又 No. 4 砂に對しては、開渠では $\tau = 44$ dynes/cm²、収斂流では $\tau = 89$ dynes/cm² である。兩流水に於ける τ の相違は、表面波に因る以外に、収斂流に於ては渦動は限界層内に限られてゐるが、平行流に於ては全流水に渦動が擴大する事に因るのである。床面から十分離れた大きな渦流は、床面附近の平均應力には餘り影響を及ぼさないが、その應力の最大値に著しい影響を與へる。

自然河川に於ては此の渦動の影響は遙かに大にして、砂粒は更に小なる平均引張力の時移動を始めるであらう。(1) 及 (2) 式を自然河川に適用するには餘裕を見込む必要がある。大きな渦動は茲で考へた値より恐らく著しく大であらう。又引張力の時間的平均値は場所により分布が異るであらう。

表-7. 収斂流、主流：粘性なき定流、限界層：渦流

床材料	直径 k (mm)	流體	主流速 (cm/sec)	平均引張力 τ_{obs} (dy/cm ²)	$\frac{\rho'}{\rho}$	$\frac{v_* k}{\nu}$	$\frac{\tau_{obs}}{\rho' g k}$	$\tan \theta$	$\tan \phi$	$\frac{\tau_{obs}}{\tau_{calc}}$
砂 No. 3	0.90	水	38	16.9	1.6	38	0.119	0	1	0.57
銅 錫	0.71	水	62	30.8	6.9	35	0.064	0	0.685	0.47
砂 No. 3	0.90	空氣	1142	22.5	2100.	80	0.098	0	1	0.47
砂 No. 4	5.6	水	56	60.0	1.6	300	0.057	-0.45	1	0.54
砂 No. 4	5.6	水	75	89.0	1.6	490	0.101	0	1	5.48
砂 No. 4	5.6	水	91	133.0	1.6	690	0.151	0.50	1	0.54
砂 No. 4	5.6	空氣	2700	146.0	2100.	1280	0.102	0	1	0.49
平均										0.50.

$$\tau_{calc} = \eta \frac{\pi}{4} \rho' g k \cos \theta (\tan \phi + \tan \theta); \eta = 0.4$$

(4) 管の流れの新公式

(Leland S. Rhodes, "A New Pine Formula." E. N. R., August 15, 1940, p. 45. 竹内俊雄 抄)

レーノーズ数の函数で損失水頭を表はして居る一般の管摩擦公式はフルード数を考慮に入れて居らぬ爲に幾らか誤差を含む事が證明出来る。基本式は

h = f * L / D * V^2 / 2g(1)

此處に h は損失水頭, f はデメンションの無い係數, L は長さ, D は直径, g は重力による加速度, V は速度である。廣範圍の管の大き及種々な液體に用ふ良い公式は次の様なものである事が證せられるであらう。

h = 0.212 * L / D * V^2 / 2g * N_F^0.01 / N_R^0.19(2)

此處に N_F はフルード數にして V / sqrt(gD), N_R はレーノーズ數にして V * rho / mu である。rho は密度, mu は粘性である。之は次の様に證明せられる。

摩擦損失は長さ, 直径, 速度, 重力による加速度のみならず, 粘性及流體の密度によつても變ると假定して次の如く置く。

h = k * L * D^a * V^b * mu^c * rho^d * g^e(3)

此處に k はデメンションの無い量, 指數 a, b, c, d, e はデメンション解析によつて決める。即ち

L = L * L^a * T^b * M^c * L^d * T^e(4)

之から d = -c, b = -c - 2e, a = -c + e と書ける。故に

h = k * L * (V^2 / gD)^-c * (VD rho / mu)^-c(5)

即ち h = k * L * N_F^-2c * N_R^-c(6)

式(6)は管1'當りの摩擦損失はフルード數及レーノーズ數の双方による事を示して居る。

普通の範圍の直径及速度で一般に認められて居る新しい鑄鐵管の流水のウィリアム及ヘイズン式(Williams and Hazen, Hydraulic Tables, p. 1~3 参照)は

V = 130 R^0.63 S^0.54 0.001^-0.04(7)

此處に R は徑深で圓管では D/4, S は勾配で h/L である。故に(1)と(8)から

f = 0.0235 D^-0.167 V^-0.149(8)

E. W. Schoder 教授は可成り滑かな管に對して h = 0.00038 * L * V^1.36 / D^1.25 なる式を與へて居る(Schoder & Dawson, Hydraulics, p. 216 参照)。それに相當する f の値は

f = 0.0245 D^-0.25 V^-0.14(9)

式(8)と(9)の平均をとつて

f = 0.024 D^-0.21 V^-0.15(10)

式(6)は次の様に書ける

h = 2k * L / D * V^2 / 2g * N_F^x * N_R^y(11)

此處に x = -2(1+e), y = -c。従つて

f = 2k * (V / sqrt(gD))^x * (VD rho / mu)^y(12)

式(10)と(12)で與へられた f の値を等しいとすると,

2k * (V / sqrt(gD))^x * (VD rho / mu)^y = 0.024 D^-0.21 V^-0.15(13)

之から -1/2 x + y = -0.21 及 x + y = -0.15 即ち x = +0.04 及 y = -0.19 を得。此の値を式(11)の x 及 y に代入すると h の値は次の様になる。

h = 2k * L / D * V^2 / 2g * N_F^0.04 / N_R^0.19(14)

2k の値を得る爲には式(10)を得る爲に用ひた水の mu 及 rho の値を假定せねばならない。mu = 0.0000295 slugs/foot-second 及 rho = 1.94 slugs/foot^3 を用ひると式(13)及既知の x 及 y の値より 2k = 0.212 を得。それ故

h = 0.212 * L / D * V^2 / 2g * N_F^0.04 / N_R^0.19(15)

(5) 固定障物に加ふる波の壓力

(T. H. Havelock, "The Pressure of Water Waves upon a fixed Obstacle." Proc. of Royal Society, Series A, 18 July 1940, p. 409~421. 本間 仁 抄)

水中に鉛直に立つた柱狀體に平行な波が當つた時の、波の擴散と柱に加ふる壓力を求める。振幅 h の波が O x 軸の負の方向に進むものとし、O を水面上に取り、O y 軸を鉛直上向きに取る。柱の水平斷面形は長さにして幅の狭い船形を考へ、先づ水の最初の運動及び水面勾配によつて決定される任意の點の流出點の強さを定める。次に柱體を x x 面上に分布した流出點の面分布を以て置き換へるのである。

この場合、最初の運動は平面波であるから、(xi, 0, -f) に於ける鉛直面上の單位面積當りの流出點分布の強さは、之に對應する柱體表面上の點に於ける勾配を dy/dxi で表せば

-icgh * dy / (2 * pi * sigma * dxi) * e^(i * (sigma * t + xi * eta) - i * n * z)(1)

柱體を鉛直線上の流出點分布で置き換へる爲に、先づ一點(0, 0, -f)に於ける m cos sigma t なる流出點による水面上昇 z を求めれば、z = 0 で g z = d phi / dt なる事から

$$\zeta = \frac{2i\sigma m}{g} e^{i\sigma t} \left\{ \frac{1}{\sqrt{r^2 + \eta^2}} - i\pi\eta e^{-\eta r} H_0^2(\eta r) - \frac{2\eta}{\pi} \int_0^\infty \int_0^\infty \frac{v \sin fv + \eta \cos fv}{\eta^2 + v^2} e^{-i\eta r \cosh \eta} d\eta dv \right\} \dots (2)$$

但し $r^2 = x^2 + y^2$, $\eta = \sigma^2/g$, $H_0^2 = J_0 - iY_0$ である。
 原点から下に向ふ鉛直線上に単位長さ當り $me^{-\eta r}$ で表される強さの流出点分布を考へれば、(2) を積分して次式が得られる。

$$\zeta = \frac{\pi\sigma m}{g} e^{i\sigma t} H_0^2(\eta r) = \frac{2i\sigma m}{g} \int_0^\infty e^{i(\sigma t - \eta r \cosh \eta)} d\eta \dots (3)$$

(1) と (3) から求める水面上昇は次の形で與へられる。

$$\zeta = ihe^{i(\sigma t + \eta x)} - \frac{1}{2} i\eta h e^{i\sigma t} \int H_0^2(\kappa r) \frac{\partial \eta}{\partial \xi} e^{i\eta \xi} d\eta \dots (4)$$

但し $r^2 = (x - \xi)^2 + y^2$ で、積分は柱體の全長に及ぶ。之は、無限大の吃水の場合であるが、有限吃水の影響は比較的小さい。

一例として船形断面で、長さ $2l$ 、幅 $2b$ 、中央平行部の長さ $2a$ の断面を考へる、船首及び船尾の形は何れも長さ l 、半披角 α の楔形とする。原点を断面中央に取つて、 Ox 軸を船尾から船首に向つて取れば

$$\begin{aligned} -l < \xi < -a & \text{にて } \partial \eta / \partial \xi = \alpha \\ -a < \xi < a & \text{にて } = 0 \\ a < \xi < l & \text{にて } = -\alpha \end{aligned}$$

(4) から任意の點 (x, y) に於ける水面上昇は

$$\zeta = ihe^{i(\sigma t + \eta x)} - \frac{1}{2} i\eta h e^{i\sigma t} \int_{-l}^{-a} H_0^2(\eta r) e^{i\eta \xi} d\xi + \frac{1}{2} i\eta h e^{i\sigma t} \int_a^l H_0^2(\eta r) e^{i\eta \xi} d\xi \dots (5)$$

$l=8'$, $a=2.19'$, $b=0.75'$ の模型で波長が $2l$ に等しい場合に就て計算した結果は、 $x=l, a, 0, -a, -l$ の各點に對する波高の h に對する比は夫々に、1.05, 1.08, 1.09, 0.99, 0.95 になつた。

平面波が $x=0$ に在る壁に當つて反射する場合には

$$\varphi = (2gh/\sigma) e^{i\sigma t} \cos \eta x \sin \sigma t \dots (6)$$

$$\zeta = 2h \cos \eta x \cos \sigma t + 2\eta h^2 \cos 2\eta x \cos^2 \sigma t \dots (7)$$

$$\begin{aligned} p &= F(t) - g\rho z + \rho \frac{\partial \varphi}{\partial t} \\ &= -\frac{1}{2} \rho \left\{ \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} \right)^2 \right\} \\ &= -2g\rho\eta h^2 \cos 2\sigma t - g\rho z \\ &+ 2g\rho h e^{i\sigma t} \cos \eta x \cos \sigma t \\ &- 2g\rho\eta h^2 e^{2i\sigma t} \sin^2 \sigma t \dots (8) \end{aligned}$$

(8) に於て $x=0$ と置いて z に就て $-\infty$ から ζ まで

積分すれば、壁に作用する全壓力として單位幅當りに

$$P = \frac{1}{2} \rho g h^2 \dots (9)$$

を得る。上述の柱體にこの計算を應用する爲に、平面波が α の傾きを以て $x=0$ に在る壁面に當るものと考へれば

$$\varphi = (2gh/\sigma) e^{i\sigma t} \cos(\eta x \sin \alpha) \sin \sigma t - \eta y \cos \alpha \dots (10)$$

之から P を計算すれば

$$P = \frac{1}{2} g \rho h^2 \sin^2 \alpha \dots (11)$$

従つて柱體全體の抵抗力 R は

$$R = \frac{1}{2} g \rho h^2 (2b) \sin^2 \alpha \dots (12)$$

(12) は船首の色々な形に對しても α の意味を擴張して應用する事が出来る。

コンクリート

(6) 各種セメントを使用せる手突きコンクリートと振動コンクリートとの物理的及び力學的性質の比較

(George W. Washa, "Comparison of the Physical and Mechanical Properties of Hand Rodded and Vibrated Concrete made with Different Cement. Jour. of the A. C. I., June 1940, p. 617~645. 一木保夫抄)

5種の異なるセメント(普通ポルトランドセメント、低熱セメント、早強ポルトランドセメント2種及びポルトランドセメント焼塊70%に珪酸質混合材30%を混合して粉砕せる珪酸質混合セメント)と表-8の如き5種の異なる配合の、手突きコンクリートと振動コンクリートとの物理的及び力學的性質を比較した。特に注意すべき點は現在一般に使用されてゐるコンクリートよりも貧配合のものに主眼をおいたことである。即ち採用せる配合の内最も貧配合の振動コンクリートは、重量配合1:6:12のものであり、之はコンクリート出來上り1yd³に付きセメント使用量僅かに2.2袋である。ジェーンズビルの骨材を使用し、砂利の最大寸法は

表-8. 配合表(重量比)

水セメント比	振動コンクリート (スランブ0)		手突きコンクリート (スランブ2吋)	
	符號	配合	符號	配合
0.491	A	1:3:7	E	1:2.4:1/2
0.634	B	1:4:8	F	1:3:5
0.660	C	1:4 1/2 : 9 1/2	G	1:3 1/2 : 6
0.760	D	1:5:10	H	1:4:7
0.850	J	1:6:12	K	1:5 1/4 : 8 1/2

1/4in である。振動機は内部振動機で、振動棒の直径 1 1/2 in, 長 20 in, 重量 7.7 lbs である。電動機の廻轉は 4500 r.p.m. であるが、コンクリートの中に於て實際に測定した振動棒の振動数は約 3300 r.p.m. であつた。

試験は夫々の試験目的に應じ、3つの群に分けて之を行つた。即ち第1群に於ては、セメントの種類、締固めの方法及び異なる配合が、コンクリートの壓縮強度、透水性及び密度に如何なる影響を及ぼすかを試験した。壓縮試験には直径 6 in, 高 12 in の標準供試體、透水試験には直径 9 in, 厚 6 in の供試體を使用し、材齡 28 日にて試験した。比重は脱型後の空氣中重量と水中重量から出した。

第2群の試験に於ては、セメントの種類、締固めの方法及び異なる配合が、コンクリートの吸水率及び加熱と浸水の繰返し試験(9時間 180°F まで加熱, 48時間水中, 15時間空氣中)による長さの變化に及ぼす影響を求めんとした。供試體は直径 6 in, 高 12 in の圓錐を使用し、材齡 28 日で養生室より取出し、約 30 日間實驗室内におき、然る後試験を行つた。

第3群の試験に於ては、セメントの種類、締固めの方法及び異なる配合が、コンクリートの彈性的性質即ちヤング係數、ポアソン比等に及ぼす影響を求めんとした。又一一定荷重をかけた場合のプラスチックフローに及ぼす之等諸因子の影響をも求めんとした。供試體は直径 6 in, 高 8 in の圓錐を使用し、材齡 28 日で試験した。

試験の結果を要約し、次に列記する。

試験結果の要約:

1. 内部振動機を使用するときは、重量配合比 1:6:12, スランプ 0 なるコンクリートを十分に締固めることが可能であつた。

2. 手突き、振動何れの場合に對しても、壓縮強度は水セメント比の増加と共に、又セメント空隙比の減少と共に減少した。

3. 28 日壓縮強度は 990~6300 lbs/in² の範圍であつた。

4. 材齡 28 日に於ては、早強ポルトランドセメント及び珪酸質混合セメントが強度が最も大であつた。普通ポルトランドセメントは約 3/4, 又低熱セメントは約 1/2 の強度を有してゐた。

5. 手突き、振動何れの場合に對しても、透水性は水セメント比が増すと共に、セメント使用量が減ると共に、又セメント空隙比が減ると共に増加した。

6. 一定のセメント及び水セメント比に對して、振動コンクリートは手突きコンクリートよりも 125~1065 lbs/in² だけ強度が大であつた。又一般に透水性も小であつた。

7. 使用したセメントの種類は透水性に大なる影響を有してゐた。その最も大きな差異は水セメント比の大なるコンクリートに於て明らかであつた。珪酸質混合セ

メント及び早強ポルトランドセメントのコンクリートは比較的水密であつたが、普通ポルトランドセメント及低熱セメントのコンクリートは、特に貧配合のものに於て非常に透水性が大であつた。

8. 一定の水セメント比に對しては、振動コンクリートの方が一般に手突きコンクリートよりも空隙が多かつた。振動コンクリートの壓縮試験供試體に對する空隙は絶対容積で、水セメント比の小なるコンクリートに對する 0.017 から水セメント比の大なるコンクリートに對する 0.041 までの範圍であつた。一方手突きコンクリートに於ては 0.011~0.039 の範圍であつた。

9. 振動及び手突きコンクリートの單位容積重量は、水セメント比が 0.491 から 0.850 に變るにつれて約 4 lbs/ft³ だけ減少した。一定の水セメント比に對しては、振動コンクリートの方が手突きコンクリートよりも約 4 lbs/ft³ だけ單位重量が大であつた。

10. 一定のセメント及びセメント空隙比に對しては、振動コンクリートは手突きコンクリートよりも約 200~1600 lbs/in² 強度が大であつた。又一般に透水性が小であつた。

11. 28 日壓縮強度が 3000 lbs/in² 以上の適當に養生せるコンクリートは、締固めの方法とか使用セメントの種類に關係なく透水性は非常に小であつた。強度の小なるものに對してはセメントの種類が非常に重要な因子となつた。

12. 振動コンクリートに對するセメント使用量は 1 yd³ 當り約 2.2~3.9 袋、手突きコンクリートに對しては 2.7~5.5 袋であつた。セメントの種類とセメントの使用量一定の場合を比較してみると、振動コンクリートの方が約 600~3000 lbs/in² 強度が大であつた。又この場合に、振動コンクリートに對する透入水量は、手突きコンクリートに對するものよりも約 100~170 000 mills of a gal/ft²/hr だけ少なかつた。

13. 早強ポルトランドセメントコンクリートは、28 日の收縮が、他の種類のセメントを使用せるコンクリートに於けるものよりも大であつた。2年後に於ては、珪酸質混合セメントコンクリートが又大なる收縮を示した。

14. 加熱と浸水の繰返しは膨脹を増加した。普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント及び低熱セメントのコンクリートの膨脹は、一般に水セメント比が増すと共に増加した。振動の場合と手突きの場合との間には一定の差異は認められなかつた。

15. 早強ポルトランドセメント及び珪酸質混合セメントのコンクリートが最も膨脹が少なく、普通ポルトランドセメントコンクリートが最も大なる膨脹を示した。

16. 早強ポルトランドセメント及び珪酸質混合セメントのコンクリートは比較的吸水率が小であつたが、普通ポルトランドセメントコンクリートは吸水率が大きであつた。

17. 一定のコンクリートに於ける割線ヤング係数は、應力度の増加と共に減少した。併しポアソン比は、壓縮強度の 22~33% の間に於ては、應力度の大小に殆んど無關係であつた。

18. 割線弾性係数及びポアソン比は水セメント比が増加すると共に減少する傾向を示した。又一定の水セメント比に對しては、振動方法はポアソン比には何等影響を及ぼさなかつたが、ヤング係数を僅かに増加した。

19. ヤング係数もポアソン比も、セメントの種類によつては變化しない様であつた。

20. ポアソン比及びヤング係数の値は、壓縮強度や透水性の如く、水セメント比の差異によつてそれ程多くは變化しなかつた。

21. 歪みはコンプレッソメーターとストレインゲージの兩方で測定したが、コンプレッソメーターで測つた割線ヤング係数の値は、ストレインゲージで測つた値よりも平均して約 10% 大であつた。この差異は、ストレインゲージによる測定には、測定により多くの時間を必要とするために供試體がより大なるフローをなすことによるものと信ぜられる。

22. 締固めの方法、セメントの種類、配合又は水セメント比に關係なく、一定荷重(壓縮)をかけたコンクリートは、観測期間約 2 年に亘つてプラスチックな變形をなした。載荷 2 年後のプラスチックフローの値は 0.0255~0.0770% の範圍であつた。

23. 一定荷重のもとに於けるプラスチックな變形は、最初に大であつて、載荷繼續期間が増すにつれて減少する。然してフロー 0 なる状態は恐らく比較的永い期間の後に來ることを示してゐる。載荷 2 年後に得たプラスチックフローの約 50% は最初の 2 月の間に起つたのである。

24. 最初の 200 日に對するプラスチックフローと時間との關係曲線は凡て $Y=C\sqrt{x}$ なる式の形をもつた(但し茲に Y はプラスチック・フローを mills of an inch/lbs/in² で表はしたもの、x は日数、C 及び α は常數である)。常數 C は 0.050~0.170、常數 α は 2.70~4.00 の間に變化した。

25. 破壊強度の 25% までの荷重をかけた場合、一定の水セメント比に對しては、手突きコンクリートの方が振動コンクリートよりも大なるプラスチックフローを示した。載荷 2 年後のプラスチックフローは、手突きコンクリートに於ては振動コンクリートに於けるものより 1.3~2.0 倍であつた。併し手突きコンクリートの 2 年後の收縮の値は、振動コンクリートに於けるものより 1.25~1.4 倍であつた。

26. 抵抗係數(單位繼續應力度が、短時間の變形及びフローを含んだ總ての單位變形に對する比)は少くとも 200 日の繼續期間までは、繼續期間の對数の増加につれて減少した。載荷繼續 2 年後の抵抗係數は 790 000~

2,030 000 lbs/in² の範圍に變化した。

施 工

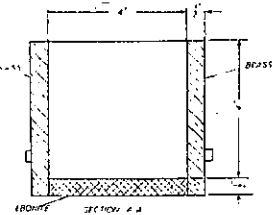
(7) 濕砂の電氣抵抗

(A. R. Collins, "The Electrical Resistance of Damp Sand." Concrete & Constr. Eng., Aug. 1940. Vol. XXV, No. 8. p. 405~410.)
星 埜 和 抄

濕砂の含水率を決定するため電氣抵抗を測定する方法を Road Research Laboratory で試みた、電氣抵抗を變化させる因子は含水率の外に粗度と締固めの程度が考へられる。

實驗装置は研究の結果 2 枚の金屬板を向合せた絶縁面が最も好結果を示した。詳細は 圖-13 に示す如く内法幅奥行深さ共各 4" の函をエポナイト (1/2" 厚) で作り、向合つた 2 枚は眞鍮板となす抵抗の測定には 9 ボルト乾電池 1 箇とミリアンメーターを用ひた。

圖-13. 砂 函



締固めの影響を知るため 750 g の砂を取り、重さ 1 430 g の 3" 角捣棒を以て均等な打撃を與へて締固めた。一定含水率に於ける締固めと抵抗の關係は圖-14 に示す。締固めの影響は初め著しく大きく後には微小となる。この結果に基き標準方法として 2 層に填め各 25 回突固めることとした。

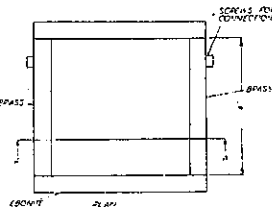
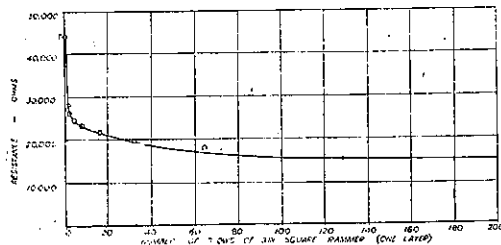


圖-14. 砂の電氣抵抗に及ぼす締固めの影響 (3% 含水率)



砂の粒度と含水率の影響を試験するため粒度の異なるもの 10 種を用ひ、含水率を 2% から 10% の間に取つて試験を行つた。粒度の範圍は表-9 の如し。砂の量は 750 g、標準方法で締固めた。抵抗と含水率との關係は、圖-15 に、抵抗と粒度の關係は 圖-16 に示す。

表-9. 試験に用いた砂の粒度

Grading No.	Percentage by weight									
	7	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Passing No. 100 sieve	7	17	30	35	5	5	15	5	—	—
Between Nos. 100 and 42	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
" " 54 and 25	80	50	45	45	20	12	10	15	60	—
" " 25 and 14	—	7	17	15	25	15	28	50	10	30
" " 14 and 7	—	—	—	7	35	25	15	34	15	30
" No. 7 and 3/4 in.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fineness modulus	2.00	2.08	2.93	2.33	1.60	2.80	2.87	2.40	1.40	3.00

図-15. 締固め状態に於ける抵抗と含水率との関係

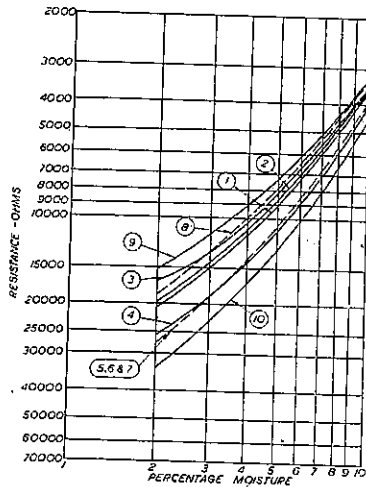
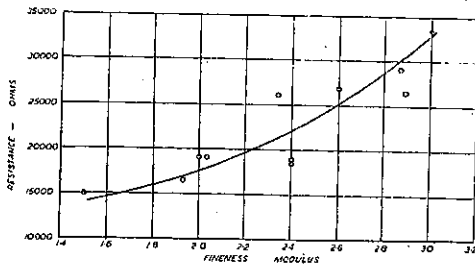


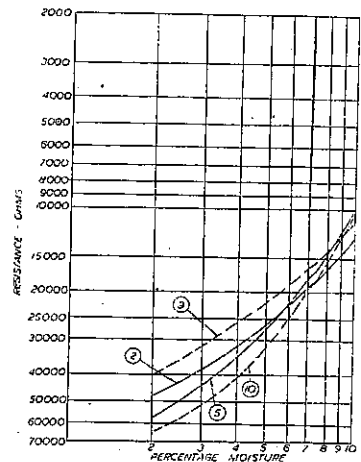
図-16 に於て粒度は普通の方法で計算した fineness modulus で表はした。結果が不制なのは fineness modulus が粒度を充分表はさないためと考へられる。

図-16. 締固め状態に於ける抵抗と Fineness Modulus との関係(含水率 2%)



粒度による抵抗の差異は最大含水率 $\pm 1\frac{1}{2}\%$ の変化以下に相當する。實際に粒度の變化は僅少と考へられるから、粒度未知の砂でも含水率を充分精確に求めることが出来る。締固めの標準方法は現場では厄介であるからもつと實際的な急速簡易法を考案した。即ち締固めを全然行はず砂は出来るだけ緩く型に填め表面を平にした。結果は 図-17 に示した様に粒度の影響は締固めた時より小さく含水率小なる時その變化は含水率の 1% 以下に當り含水率が増加すれば差異は一層僅かとなる、よつてこの方法は實際的な方法として適當で精度は $\pm 1\%$ 以内である。個人的偏差の虞れはあるが注意して行へばこの程度の結果を得ることはむづかしくない。

圖-17. 抵抗と含水率との關係(締固めを行はぬ場合)



(8) 基礎設計の原理

(Herbert Chatley, "The Principles of Foundation Design," Engineering, Dec. 15, 1939.)
p. 6.0. 布施 敏一郎 抄

礎段或は基礎床版の單位面積當りの荷重は、これに該當する小面積上の試験荷重によつて生じた沈下量が都合よく些少であり(吋程度)、且上部構造中に憂ふべき歪を生ずるのを避ける爲に、全面積に亙つて沈下が可成り一様である態のものでなければならぬ、といふ極く簡単な實驗上の原理、この原理こそは基礎設計に當つて多年習慣的に使用され來つたものであつた。建築の規則によつて見るに、種類を異にする各部分の土壤の何れを探るも安全に耐へ得るやう表面荷重を定めてゐる。此等土壤が構造物の重量に耐へ得ざる時は、杭打か、或は單位荷重が安全に支へられ地下の或る一層面にまで荷重を傳達すべき他の方法が採用された。又斯る杭の載荷力は杭打試験の實驗公式によつて算出されてゐるのである。

然るに大規模な重量建築物に於ては、偶々豫期せざる基礎設計上の障害が発生し來つた。即ち鐵骨及び鐵筋コンクリートの使用から一體式建築構造たるの剛性を大となすことによつて、一面基礎の微量沈下による構造自體内の歪を擴大する結果となつたのである。加之基礎の小面積に於て觀察された沈下は、同様の割合で負荷した場合の廣範圍の面積の沈下を忠實に指示しない事、等布荷重の場合でも不等沈下が起り得る事、 n 本より成る杭群の載荷力は單一杭の夫の n 倍とはならぬ事、杭打試験公式は地盤が塑性なる時は頗る信用を措き難いものなる事、最後に塑性物質中に於ては沈下は連續的に起り、早晚看過し難き程著しき量に上る傾向にある事等の諸事實が明かにされるに至つた。

此等の事が判明した結果、或る實例に於ては基礎工事

の経費の増加を見たがその結果は必ずしも思はしいものとはならなかつた。又特殊状態を取扱ふに限られてゐた目算を助長せしめたが、これも偶々全く信用するに足りぬ事が判つた。而して最後には塑性の基礎上に於ける建築を避けしめる結果を齎した。土質力学(實際上は只一人に Terzaghi によつて創唱されたものである)は未だこれら全ての問題を解決してはゐないものゝ、殆ど凡ゆる場合を通じて解決への道を提供し、若し障害に關する充分な資料が整へられて状態の検討に役立つならば、凡そ基礎の問題にして解決不能のものはないことゝ思はれる。

新研究の卓越せる結論を簡潔に述べれば次の如くである。

(1) 沈下量並びに土壤の反力を主として決定する基礎中の歪は、少くとも上部構造の最小水平距離の約2倍に等しい深さに及ぶ。

(2) 地表面下の基礎の深さは、下部の土壌中に於ける歪の分布に重大なる影響を及ぼす。

(3) 杭の打込試験公式は、塑性土壌中に於ては、側面摩擦抵抗(斯る土質中に於て静力學的的支持力の重要要素となる)が打込中水の減擦作用によつて一時的に除去される事實から推して、杭の支持力算定上その價値が少い。この種土壌にては、静力學的抵抗が主に摩擦によるに反して打込抵抗は概ね尖端抵抗である。この故に斯る杭に於ては打込容易なるも、作業中止後數日にして大なる抵抗を生じ、更に再度打込開始せらるゝやその作業容易となることを知る。

(4) 等布荷重の下に於ける塑性物質中の沈下は一様ならずして、負荷面積の中央部に於て最大量を示す傾向にある。礎段中の少量の撓みも壓力分布に大なる相異を來す。

(5) 塑性物質の壓縮性は、土壤粒子の初期の配置、大小及び形狀、並びにその含水量如何による。極く細粒の物質に對しては、壓縮はその含有水の爲に頗る遅く行はれ、その完全終結を見るまでに多年を経るであらう。壓縮の量及びその期間は該資料に關する室内實驗の結果より大略算出することを得る。

(6) 粒狀物質の剪斷抵抗は含水量如何に拘り非凝結物質中に於ては頗る微小なる値を與へるに過ぎない。剪斷による滑り出しは曲崩壞面に沿ふて生起する。

(7) 粒狀物質の側壓は、該構造體內に於ける撓壁面の微小運動によつて莫大なる影響を及ぼされる。従つて彎曲を生じた結果は全然壓力とその分布状態を變ずることになる。

(8) 粘土の膨脹によつて生ずべき力は實驗から算出し得る。

(9) 可縮性物質が可成り深度大なる層として存在する場合、若し特に該層から水分を除去する方法が講ぜられるならば(例へばポンプによつて)、地上構造物に重

大な影響を及ぼすことゝならう。

前記せるは主なる結論の要旨に過ぎない故、尙細部に互つて研究するの要がある。斯る原理から、基礎設計の手順は次の如く發展を見た。即ち

(a) Boussinesq の理論により、上部構造を考慮に容れた土壌中の垂直應力の分布を、上部構造の幅員の2倍程度の深さまで(若し構造物の長さが幅に比して大なる時は3倍)計算する。極く大體を言へば、これは上面を基礎とし、その側面が1:1の傾斜をなす土壌の角錐臺を通して荷重が擴散するものであつて、その中央部に於ける最大應力強度は平均値の約1.5倍に當る。擴大の角度は實際には深さに伴つて増大する。

(b) 原状を保たしめた試料を、敷地幅の2倍を超える深さからボーリングによつて採取する。尙この場合、土質、含水量及び凝結度の不等なることを考慮に容れて、採取箇所の間隔深さ等を適宜斟酌する。

(c) 深い地層部分に對する地質斷面圖を作製する。殊に軟質地層の場合に於て然り。山腹にて斯る層の露出を見た際には、これに對して分析を行ひ、こゝから水分を除去する爲能ふ限りの方策を講ずる。

(d) これら資料を採つた各位置に於て、現存する凡ゆる原因より生ずる試料に對しての全荷重を算出し、これを(a)から得た結果と比較する。

(e) 壓縮試験によつて先づ第一に、荷重を現在の實際値より竣功後の推定値にまで變化せしむる間に生ずべき試料の全壓縮量を測定し、次に此の際に於ける壓縮量一時間曲線を作る。

(f) (e)によつて得られた結果と深度とより、應力圖の全深度を通じて近似的に和算を行つて、極限平衡に至る沈下量並びにその進行速度を算出し得る。

熔 接

(9) 熔接した特殊鋼管の破壊試験

(E. Siebel and K. Wellinger, "Time-to-Rupture" Tests of Welded Alloy Steel Pipe." The Welding Journal, August 1940. 山内一郎抄)

蒸汽管に用ひる鋼の高温時に荷重を受けた状態を見るのに、延びの測定のみでは不充分である。荷重を加へてゐる時間を加味した試験をやる必要がある。即ち荷重と破壊する迄の時間の關係を知る必要がある。

試験片は 0.12 C, 0.8 Cr, 0.4 Mo を含有する特殊鋼で作つた外徑 8 $\frac{1}{2}$ "、厚さ 0.88~0.87" の管から切り取つた(圖-18 参照)。

熔接には管の表面から 0.2" 補強盛をした。試験片の幅は 0.63" とした。

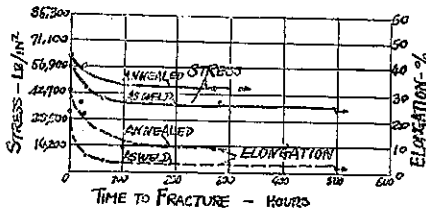
この試験片の一つは熔接したまゝのもの、他は 900°~930°C で 30 分熱し空氣中で冷し、更に 30 分間 650°C で熱し再び空氣中で冷却し撓き戻しを行つた。試験は

長さ 47 inch, 内径 3.2" の電氣爐で 500°C で行つた。

その結果は圖-19 の如く焼き戻しを行つたものは強度, 延性共に優れてゐる。熔接したまゝのものでは 45 500 lb/in² では 30 時間 40 000 lb/in² では 62.5 時間で破壊し, 試験片は何れも断面が他より 20% も大きいに拘らず熔接の箇所で起つた。これに對し焼き戻しを行つたものは上述の應力を受け各 36 時間, 273 時間で破壊され, 破壊は熱變化を受けた箇所で起つた。數時間 650°C に熱したものは, 45 500 lb/in² で 310 時間後 4 inch に付き 4.6% 伸びがあつたのみで破壊しなかつた。

表-10 は硬さの成績が示してある。これによれば, 熔着鋼の下層は上層より軟かである。650°C に熱したもの

圖-19.



は少し上層の硬さは減じてゐる。900°-930°C に熱すると硬さが各部殆ど一様に減じてゐる。これによれば熔接したまゝのものが 500°C で弱く延性の足りないのは熱處理で除かれる内部應力のためであることが解る。

表-10. 熔接断面のブリネル硬さ (2.5 mm 球, 荷重 187.5 kg, 時間 30 分)

	熱處理を行はぬもの	1 時間 900~930°C で熱し後 30 分 650°C で熱したもの	1 時間 650°C で熱したもの
熔接を行はぬ管	144-153	140-144	143-153
熱變化を受けた部分	166-180	143-144	161-17 0
熔着鋼の下層	160-164	138-143	159-16 4
熔着鋼の上層	205	137-144	191-19 5

下水 道

(10) 薬品凝集沈澱に依る汚泥脱離液の處理

(C. E. Keefer and H. Kratz, "Treatment of Supernatant Sludge Liquor by Coagulation and Sedimentation," Sewage Works Journal, July 1940, pp. 738-744.)

野中八郎 抄

汚泥脱離液處理に就ては従來幾多の方法が提唱され

且使用され來つたけれ共, 一つとして満足すべきものがなかつた。之に鑑みて 1937 年の後半以來 Baltimore 下水處理場に於て之に關する一連の實驗を行つた。本實驗の目的は下記の如き諸要素の汚泥脱離液薬品處理に及ぼす影響を見極めるに在つた。

1. 沈澱劑と汚泥脱離液との混和
 - a. 混和時間の長さ
 - b. mixer の速さ
2. 汚泥脱離液の凝集
 - a. 凝集時間の長さ
 - b. flocculator の速さ
3. pH 調整
4. 沈澱劑の注加量

供試汚泥脱離液は Baltimore 下水處理場に於ける二槽の加温汚泥消化槽から採取した。各脱離液試料の水質試験結果は次の範圍に在つた。

	p.p.m.
5 日間 B. O. D. (20°C)	790-1 700
浮游物質	4 200-8 900
濁度	1 000-2 400
pH 値	7.0-7.6

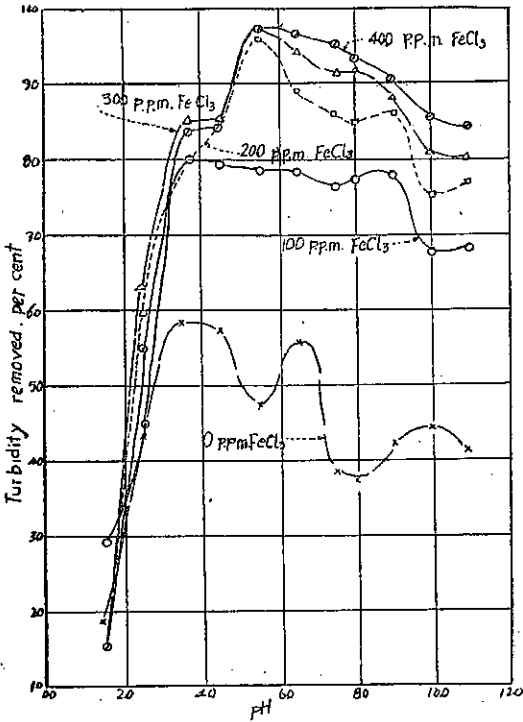
因に消化槽に投入せる汚泥は豫備沈澱槽の沈澱汚泥で, 下水は分流式下水渠からのものであつた。

汚泥脱離液の薬品混和並に凝集には 1 000 c.c. 及び 2 000 c.c. のビーカーを用ひ, 且薬品混和のため電動機運轉の可變速 mixer を使用した。液の pH 値低下には硫酸を注加し, 10 以上の pH 値に上げるには炭酸ナトリウムを以てし, 更に高い pH 値を得る爲めには水酸化ナトリウムを使用した。沈澱劑としては過鹽化鐵 (FeCl₃) の 10% 溶液を用ひた。

下水固形物が凝集してしまつた後, 液を 2 時間靜置沈澱せしめ, その上澄液を取出して水質試験を行つた。水質試験は處理前後に於ける脱離液の 5 日間 B. O. D., 浮游物質, 濁度を含むが, 茲には主として濁度に關して報告する。蓋し濁度は處理成績を評價するに良き一つの指標と考へられるからである。

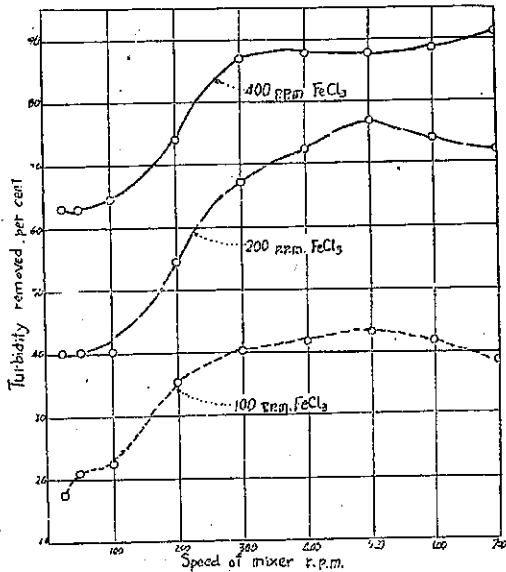
pH 値並に薬品注加量の影響 pH 値を 1.5 から 11.0 まで變へ, 過鹽化鐵は 400 p.p.m. 迄種々その注加量を變へて試験した。180 r.p.m. の速さで運轉する mixer に依つて, 過鹽化鐵と汚泥脱離液を 1 分間混和し, 次に 60 r.p.m. の速さで運轉する mixer に依つて 20 分間凝集せしめた。最良の結果は脱離液の pH 5.5 又は 6.0 にして, 過鹽化鐵注加量 400 p.p.m. の時得られた (圖-20)。最適度 pH に於ては過鹽化鐵 200 p.p.m. の時でも 400 p.p.m. に近い好結果を得た。過鹽化鐵を全然注加せずして脱離液を凝集及び沈澱せしめる事に依り, 相當の濁度が除去された事は興味がある。この場合の最良の結果は pH 値約 3.5 の時得られた。

圖-20. FeCl₃ 注加量, pH 値と濁度除去率との関係
(沈澱時間 1 分, mixer の速さ 180 r.p.m.,
凝集時間 30 分, flocculator の速さ 60 r.p.m.,
沈澱時間 2 時間)



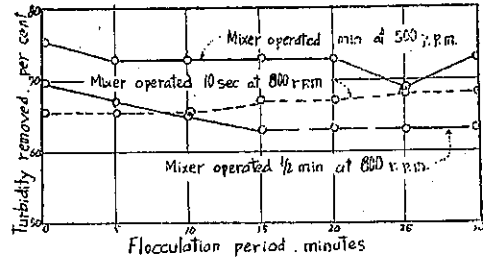
Mixer の速さの影響 mixer の速さを 25 から 700 r.p.m. まで過塩化鉄注加量を 100 から 400 p.p.m. まで種々變へて試験した。混和時間は各 60 秒で、汚泥脱離液の pH 値は調整せず、且總拌に依る凝集は行はなかつた。一般に mixer の速さ 400 r.p.m. 又はそれ以上の時最良の結果が得られた (圖-21)。

圖-21. 濁度除去に及ぼす混和用 mixer の速さの影響
(pH は調整せず, 混和時間 60 秒,
凝集時間 0 分, 沈澱時間 2 時間)



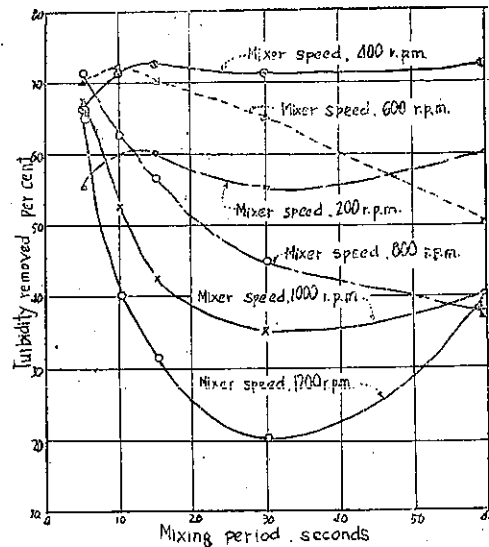
凝集の影響 脱離液の pH 値を最適値 5.5 に調整した後 200 p.p.m. の過塩化鉄を注加し、第一の場合 10 秒間、第二の場合 1/2 分間、第三の場合 1 分間夫々混和した (mixer の速さは 500 及び 800 r.p.m.)。次いで更に 30 分間の凝集を與へた (flocculator の速さは 60 r.p.m.)。一般的に云つて汚泥脱離液を凝集する事は有利な効果を齎さなかつた (圖-22)。

圖-22. 濁度除去に及ぼす凝集時間の影響
(pH 5.5, FeCl₃ 注加量 200 p.p.m.,
flocculator の速さ 60 r.p.m.,
沈澱時間 2 時間)



短時間混和の効果 汚泥脱離液の pH 値を 5.5 に調整し、過塩化鉄 200 p.p.m. を注加して 5~60 秒間と云ふ短時間混和した (混和後の凝集は行はず, mixer の廻轉速度 200~1200 r.p.m.)。此の試験の結果 mixer を 10 秒間以上運轉する必要なき事が發見された。mixer の速さが 600 r.p.m. 又はそれ以上の時は、混和時間を 5 秒以上長くすると悪い流出下水を産出した (圖-23)。

圖-23. 濁度除去に及ぼす沈澱時間及 mixer の速さの影響
(pH 5.5, FeCl₃ 注加量 200 p.p.m.,
凝集時間 0 分, 沈澱時間 2 時間)



最後に汚泥脱離液の pH 値を 2.0~11.0 に調整し、過塩化鉄注加量を 0~400 p.p.m. に變へて試験を行つた (混和時間 10 秒間, mixer の速さ 600 r.p.m.)。こ

の場合未処理汚泥脱離液の水質試験結果は次の如くであつた。

	p.p.m.
5 日間 B.O.D. (20°C)	850
浮游物質	4460
濁度	1200
pH 値	7.3

處理結果は 圖-24, 25, 26 に示す。最大 B.O.D. 減率は pH 値 5.0, 過鹽化鐵注加量 400 p.p.m. に於て得られ、尙 300 p.p.m. の場合もそれに近い好結果を與へた。浮游物質は pH 値 5.0~9.0 の間で過鹽化鐵 200,

圖-24. 5 日間 B.O.D. (減率 pH 2.0~11.0, 沈澱劑混和時間 10 秒, mixer の速さ 600 r.p.m., 沈澱時間 2 時間)

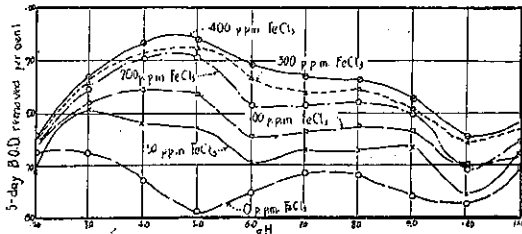


圖-25. 浮游物質除去率 (pH 2.0~11.0, 沈澱劑混和時間 10 秒, mixer の速さ 600 r.p.m., 沈澱時間 2 時間)

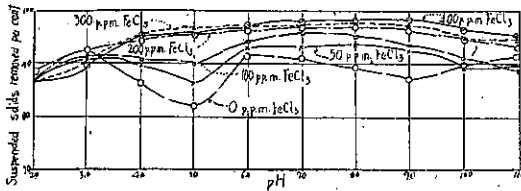
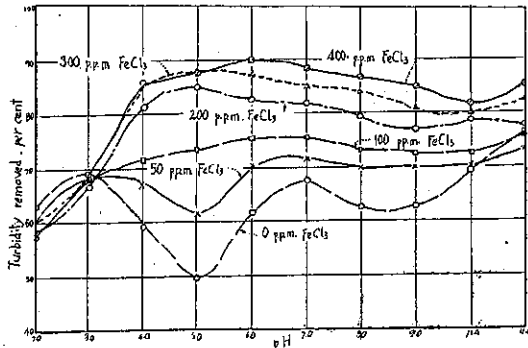


圖-26. 濁度除去率 (pH 2.0~11.0, 沈澱劑混和時間 10 秒, mixer の速さ 600 r.p.m., 沈澱時間 2 時間)



300 又は 400 p.p.m. に於て 95% 以上除去された。最良の結果は pH 値 9.0 にして過鹽化鐵 400 p.p.m. の時得られた。過鹽化鐵を使用せざる時の最良結果は pH 値約 3.0, 7.0 及び 11.0 に於て得られた。

結論 汚泥脱離液沈澱劑として過鹽化鐵を使用した結果は次の結論を導き得る。

1. 沈澱劑と汚泥脱離液との混和時間は 5~10 秒間が最適である。

2. 600~800 r.p.m. で運轉する高速 mixer を使用する事が望ましい。

3. 沈澱劑と脱離液との混合液は之を凝集する事なく直ちに沈澱槽へ送るを要す。

4. B.O.D. 減率は pH 値 5.0 に於て最良であつた。

5. 浮游物質除去率は 4.0~11.0 間の何れの pH 値に於ても良好であつた。

6. 過鹽化鐵注加量 400 p.p.m. の場合最良の結果を得た。然し 300 p.p.m. の場合も殆ど同程度に満足な結果を得た。

(11) 下水沈澱劑としての Copperas-Sodium Silicate

(E. Hurwitz and F. M. Williamson, "The use of Copperas-Sodium Silicate as a Sewage Coagulant." Sewage Works Journal, May, 1940 pp. 562~570. 野中八郎抄)

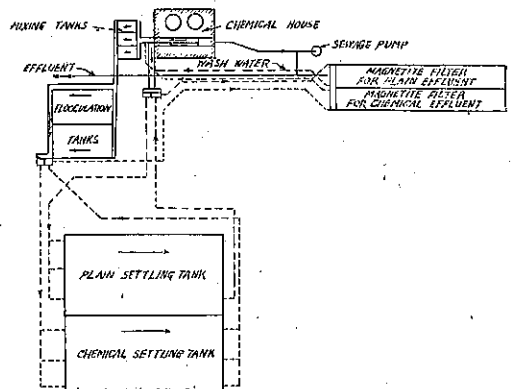
Chicago 衛生區の West Side 下水處理場に於て、下水の補助的處理としての藥品使用に就て研究した結果、copperas と硅酸曹産の組合せが比較的低廉な經費で甚だ良好な成績を擧げる事を發見した。

實驗室試驗 先づ比較研究の爲め種々の沈澱劑、即ち ferric chloride, chlorinated copperas, sodium silicate-alum, sodium silicate-copperas 等を用ひて室内實驗を試みた。之等の試驗結果は West Side の弱下水に對して、他の何れの藥品に依るよりも、copperas-sodium silicate に依つて、最も良好な B.O.D. 減率が得られる事を示した。即ち copperas-sodium silicate に依る B.O.D. 減率 72.2~73.5% なるに對し、alum-sodium silicate は 65.5~69.1%, ferric chloride は 65.0~67.8% であつた。

實驗室試驗の好成绩に力を得て次に大規模の屋外試驗を施行した。

試驗處理場 試驗設備は 圖-27 に示す通りで、比較の爲め普通沈澱と藥品沈澱の並列試験を行つた。即ち供試下水の一部は藥品を混和せず直接普通沈澱槽及び

圖-27.



magnetite filter に通し、他の一部は順次薬品混和槽、flocculator を経て薬品沈澱槽及び magnetite filter に通した。混和槽は撒氣装置を備へその滯留時間約 5 分、flocculator tank は水平軸を有する paddle を備へその滯留時間 30 分。沈澱槽は在来インホッフタンクの一つを改造したもので、滯留時間は試験中の処理量 1.89 m.g.d. に對し 1.5 時間であつた。magnetite filter は downward flow type である。

Sodium silicate 溶液の準備 Sodium silicate 溶液は Baylis 法に従つて "activate" された。本試験に於ては三日間の使用量 2820 ガロンを一時に準備し、この爲め 470 卍の 42° Bé sodium silicate $\text{Na}_2\text{O} : 3.25 \text{ SiO}_2$ (29~30% の SiO_2 を含む) を 1075 ガロンの水で稀釋した。生ずる溶液は重量で 5% の 42° Bé sodium silicate 又は 1.5% の SiO_2 を含有す。次に phenolphthalein を指示薬として本溶液のアルカリ度を 1000~2000 p.p.m. に減ずるに必要な硫酸 (66° Bé) の量を滴定した。此の量は用ひられた 42° Bé sodium silicate の 12.8% に達した。次いで絶えず攪拌し乍ら適當量 (即ち 60 卍) の硫酸を徐々に注加した後、其の溶液を 1~2 時間静置状態に保ち、溶液が乳白濁するを待つて之を 2820 ガロン迄稀釋した。斯くて此の時溶液は 42° Bé sodium silicate 2%、又は SiO_2 0.6% を含有す。斯く "activate" された sodium silicate は何時でも使用出来るのである。

試験結果 上述の試験處理場に依る試験結果は表-11 に示す通りである。Copperas $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ は 96~232 卍/m.g. の範圍で注加された。"Activated" sodium silicate 溶液は 42° Bé sodium silicate $\text{Na}_2\text{O} : 3.25 \text{ SiO}_2$ 109~122 卍/m.g. を與へる様な割合で注加された。

Copperas-sodium silicate を用ひ薬品沈澱のみに依る浮游物質除去率は 61.6~76.4%、平均 70.8% で之は普通沈澱より 12.3% の増加を示す。同じく B.O.D. 減率は 57.1~77.6%、平均 68.5% で、之は普通沈澱

より 19.6% の増加を示した。更に magnetite filter に依る沈澱槽流出下水の濾過は浮游物質除去率を 83.5% 迄、B.O.D. 減率を 78.8% 迄増加した。Copperas 及び silicate 量の増加は浮游物質及び B.O.D. の減率を僅か増加したに過ぎなかつた。

表-11 の成績より、copperas-sodium silicate が他の何れの薬品よりも優秀な成績を挙げ得る事が明白である。夫れに次いで良好な成績を與へた ferric chloride に依る浮游物質除去率 (沈澱のみに依る) は 69.9%、B.O.D. 減率は 63.5% であつた。

反應メカニズムの理論 Copperas-sodium silicate の組合せは強靱な、容易に沈澱可能な汚泥聚落を形成する。此の汚泥聚落形成に於ける sodium silicate の役割は Baylis, Christensen, Lavine に依つて研究された。

下水の凝集を助成する珪素が強い陰電荷を有するコロイド状の含水二酸化珪素の形で存在し、此のコロイド状の沈澱物が汚泥核を形成し、それにアルミニウム又は鐵の水酸化物が吸着すると云ふのが Baylis の理論である。Christensen 及び Lavine の考へも大體 Baylis の理論と一致するが、但し彼等はアルミニウム鹽の場合、そして又恐らく鐵鹽の場合も、そのコロイド質の水酸化物粒子が陽電荷されて居ると云ふ事を指摘して居る。換言すれば copperas-sodium silicate に依る下水の凝集沈澱の機構は、陽電荷を有する水酸化物粒子と陰電荷を有する珪酸との間の電氣的中和作用に存するのである。

處理費 Copperas-sodium silicate に依る處理費は比較的低廉である。本實驗當時 copperas は運賃・取扱費を加へトン當り \$16.0, sodium silicate は同じくトン當り \$14.00, 66° Bé 硫酸は納入單價トン當り約 \$16.00 であつた。之等の値を以てすれば、試験中の薬品費は下水 1 m.g. 當り \$ 2.76~1.64 の計算となる。之に對し ferric chloride に依る處理費は下水 1 m.g. 當り \$ 4.10~2.28 であつた。

表-11.

OPERATING PERIOD	OPERATING DATA										CHEMICAL ANALYSES										REMARKS
	CHEMICAL DOSING - LBS PER MG.					PH					SUSPENDED SOLIDS					5 DAY B.O.D.					
	FeSO ₄	Na ₂ O	SiO ₂	Other	Total	Initial	Final	Change	Temp.	Time	Initial	Final	Change	Initial	Final	Change	Initial	Final	Change		
1. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
2. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
3. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
4. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
5. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
6. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
7. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
8. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
9. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
10. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
11. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
12. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
13. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
14. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
15. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
16. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
17. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
18. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
19. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0
20. 10/10-10/10-10	122	112	112	-	-	140	7.3	7.1	7.0	191	90	81	54	117	70.4	69	71	22	48.0	24.0	24.0

(12) クラリフロキュレーター

(A. J. Fischer & A. Hillman, "Improved Sewage Clarification By Preflocculation Without Chemicals." S. W. J., 1940 pp. 280~302. 野中八郎 抄)

薬品を用ひず機械的豫佛凝集に依つて下水の沈澱効果を助長せしめようと言ふ意圖を以て、近時 Clariflocculator なるものが考案され、新に下水處分の一角に登場しつゝある。是は要するに clarifier (沈澱槽) と flocculator と

を一種獨得の様式に組合せたものであつて(圖-28 参照)、即ち沈澱に先立つ豫備的階程として先づ下水を機械的に攪拌して凝集せしめ、斯くして従來普通沈澱法を以てしては到底沈澱不可能と考へられて居た所の所謂非沈澱性浮游物質(non-settleable suspended solid)及び更にコロイド物質(colloidal solids)の一部さへも沈澱可能ならしめようと言ふのが、此のclariflocculatorの大體の原理であり又機能なのである。

圖-28 に示したのは Michigan 州 Ypsilanti 處分場に設置せられた clariflocculator で、その構造は平面的に同心圓形の flocculator と clarifier とより成り、且 flocculator tank は clarifier 中に吊下げられた形になつて居る。兩者共夫々機械設備を備へ、それらの機械設備及び flocculator tank は何れも clarifier 上に架せられた桁橋に支持せられて居る。Flocculator は直徑 18 呎、深さ 8 呎 3 吋、容積 2070 立方呎。Clarifier は直徑 40 呎、側水深 9 呎、床勾配 2 吋/呎、容積 10630 立方呎。従て clariflocculator の總容積 12700 立方呎。Flocculator の機械設備としては一組の V 型垂直羽根で造られた rotating paddle と 4 組の固定 V

型垂直羽根とより成る攪拌装置がある。Clarifier の機械設備としては汚泥掻寄機、浮渣排除装置等がある。流入下水はサイホン流入管を通して flocculator の中央表面に導かれ、flocculator tank 内で機械攪拌せられた後、flocculator tank の床に於ける中央開口を通過して clarifier の方へ流過する。沈澱上澄水は clarifier 周縁の流出堰から溢流する様になつて居る。

機械的豫備凝集に依る沈澱効率の増進程度は勿論下水の水質強弱に依つて大いに違ふが、一般に生下水の場合に最も有效とされ、又生下水に生活污水、活性汚泥、又はユーマスを返送してやれば一層效果的である。表-12、13 に一、二の試験例を示す。

港 灣

(13) 天津港の浚渫船に就て

(H. Chatley; "The Port of Tientsin." The D. and H. A., April 1940 p. 132-134 福西正雄 抄)

港口の深淺狀況は船の入港を決定する要件であり、白河河口の場合にも又河口に横はる砂洲が船の出入に大なる影響を有してゐる。今若し塘沽まで大船の入港が可能となれば天津港としては一大進歩である。この砂洲の浚渫に就ては當時の主任技師 T. Pincione 氏はドラッグ吸揚浚渫船の建造を主張し、詳細な示様書を作製し、之を Lobnitz 造船所に請負せ、1921 年には進水竣功せり。本船は長 230', 主デッキ幅 42', 深 16', 満載吃水僅か 10', ホッパー容量 500 m³ (650 碼³), 主ボイラー 2 機で被熱面 4300 呎² である。又 3 複合機關は直徑 16" 及び 37" で各ストローク 24", 公稱馬力 370 である。内 2 機は推進用で 1 機は吸揚用である。本船は"トレーリング・フリウリング"式で"Kwai-Li" 快利と命名せり。

1931 年冬以來、繼續せる浚渫作業の結果より見れば、工程は最初の豫想程にも上らなかつたが然し河口の砂洲浚渫方法としては他の型式の浚渫船に比し、優れてゐることが證明出來た。

結氷期の作業は不可能であるが、今ある年の作業成績を示せば次の如し。一ヶ年全作業時間 1604 時間、ホッパー捨土回数 448 回、今ホッパー内の純土量をホッパー容量の約 1/3 として約 90000 m³ の純土砂が一ヶ年に捨土されたこととなる。之は濃度の大きい土砂のみホッパー内に沈澱し、稀釋なものも皆ホッパー外に溢流することを示す。この種の浚渫船の吃水の限度は泥土が非常に細粒で充分にホッパー内に沈澱し

表-12.

	靜置沈澱		常流沈澱	
	流出下水の浮游物質 p.p.m.	除去百分率	流出下水の浮游物質 p.p.m.	除去百分率
普通沈澱	60	70	80	60
普通沈澱と濾過	30	85	50	75
機械凝集と沈澱	50	75	56	72
機械凝集、沈澱及び濾過	20	90	35	82.5
藥品沈澱	15	92.5	30	85
藥品沈澱と濾過	4	98	15	92.5

表-13.

	浮游物質 p.p.m.	除去百分率
生下水	417	—
60 分間の靜置沈澱後	197	52.7
30 分の機械凝集及び 60 分間の沈澱後	68	83.7
FeCl ₃ (1 gr/gal.) に依る藥品處理後 (凝集 30 分、沈澱 60 分)	29	93.0

圖-28. Clariflocculator 構造圖

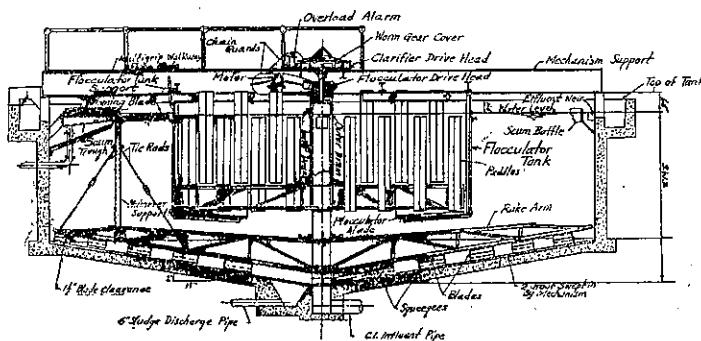
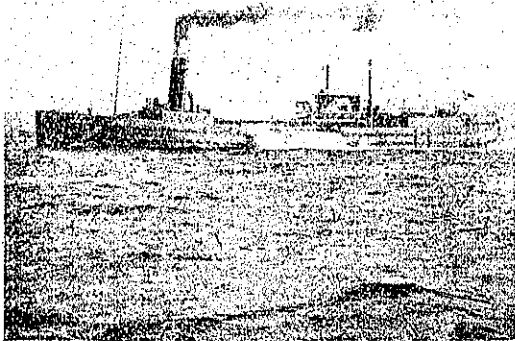
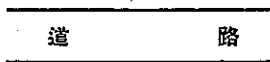


圖-29. ドラグ吸揚機船“快利”機の浚渫状況



得る限度と、ホッパーの大きさととの関係より決定される。



(14) North Beach 航空港

(B. Somervell, "Planning North Beach Airport," E.N.R. March 28, 1940 p. 61~72 荒谷俊司抄)

New York に於ては 4000 萬弗以上の費用を投じて世界最大の航空港 New York Municipal Airport が計畫された。

飛行場位置としては Queens の Sanford Point が選ばれた。此處は交通の便から云ふと殆ど理想的で、この地方の總ゆる場所から容易に接近することが出来る。殊に Manhattan の Grand Central Terminal からは Triborough 橋及び Grand Central Parkway 又は Queensborough 橋を経て數分にて達することが出来る。又郵便物の輸送に於ても非常に便利で 125th St. から New York Central 及び New Haven 主線により 12 分、Woodside から Pennsylvania 線により 12 分にて至る。其の他 Kikers Island 海峡に於ては充分の水上飛行場を造ることが出来る。斯様にこの地點の交通、運輸の便利から云ふと殆ど理想的であつた。初めこの計畫は地點中央附近に船溜がある爲に問題となつたが、これはその儘残して建物を公園道路から充分離して建て美觀を保つ方がよいと云ふことになつた。然し船溜自身は餘り利用されてゐないし、又將來駐車場面積の擴張が必要になれば改良の必要が起るかも知れないと云ふ疑問があつた。

工事としては Flushing and Bowery 灣の一部を埋築して陸上機に必要な滑走路を造り、又 Bowery 灣を浚渫して水上機のアプローチと旋回水面を作ることが大部分であつた。埋築の大部分は軟泥の厚い層でそのために埋築の工合が工事の完成に大きな影響があるので埋築の數量見積と、擁壁設置、排水工の方法には充分

な技術的研究が拂はれた。

飛行場設置

航空港の能力と實用性とは單にその面積のみで論ずることは出来ない。自然の状況、及び建物の設置がその實用性に影響する。即ちその地形、風力、風向、滑走路の幅、長さ及びその性質、並に公定建物等がその重要な要素である。La Guardia Field に於ては面積 558 英町、長さ 2 哩、最大幅 3/4 哩である。

圖-30. 航空港平面圖

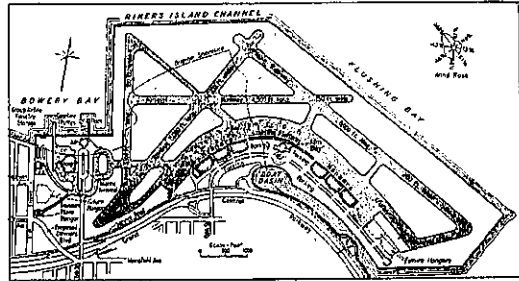


圖-30 に示す如く水上機港と陸上機港とは明瞭に二つに分かれてゐる。水上機港は陸地のみならず隔壁に囲まれた角形の旋回水面及旋泊場を含んでゐる。風向に従つて水陸滑走路は大體に平行してゐる。アプローチは大部分海上である。南西の方向には低い居住地のみで飛行機が障礙物に觸れる心配なしに發着出来る。高さ 90' の丘の切取及び東北海面の埋築に要する土量は 17 300 000 yd³ である。

地質 海底は砂盤上 0'~80' 厚の非常に軟い沈泥質粘土である。土質は含水量 50% (重量比)、空隙 75% (容積比)、重さ水中 30 lbs/cu. ft, 空氣中 92 lbs/cu. ft, 平均剪斷強度 60 #/sq' であつた。埋築に用いた土砂は重量 110 lbs/cu. ft, 灰及屑は 70 lbs/cu. ft. であつた。若し重い埋築土が用ひられるならば非常なる基礎置換が起ることが明らかである。この爲に基礎沈泥を Bowery Bay に押し込み隔壁の堅い基礎を造り安全な埋立をした。

滑走路 滑走路は長さ 6000', 5000', 3500' である。前二者は幅員 200', 他は 150' とした。之等莫大な長さ、及幅は instrument landing (機械的離着陸) の要求と、將來の飛行機形状、速度の増大とに依つて決定された。現在の飛行機は單發動機で滑走路の長さ 1800' あれば充分で餘分の長さは安全のためである。6000' 滑走路は恒風方向、5000' 滑走路は強風方向に設けられた。普通の離着陸には幅 150' で充分であるが instrument landing のために 200' に擴げられた。餘分の幅は着陸直前直後の少しの横風に依る機の横移動に對して補ひとなつた。ラヂオ・レーンヂ・ステーションは 5000' 滑走路の延長に設置された。これはアプローチと天候との爲めにこの方向に設けられた。滑走路はコンクリート舗装が望まれたが軟質基礎の爲に軟舗装と

してアスファルト、マカダムが用ひられた。エプロンは飛行機が[フォーム及び格納庫の前を自由に通る爲に幅 400' とした。切取部は厚 7' コンクリート舗装とし 20×100' 毎に伸縮目地を設け、埋築部はアスファルト、マカダム舗装とした。走行路は幅 100' とし地上走行を最小にする爲滑走路とエプロンを適宜な間隔に連絡し、同様に舗装した。一つの走行路が水陸兩港を連絡して造られ、海からの旅客は屋根傳ひに陸上機に至ることが出来る。又水陸兩用機にも利用される。

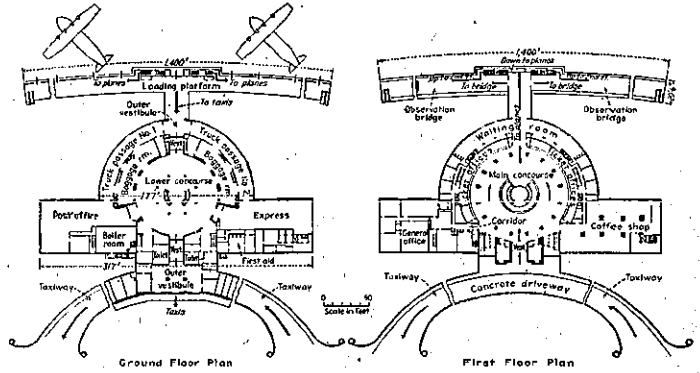
排水工 三つの別々な排水系統が設備された。第一は地下水排除に、第二に表面水処理、第三は衛生下水のために布設された。地下水排除には有孔鐵管を滑走路、走行路エプロンの縁に埋設しその周りを碎石で填充して集水した。長さ 400' 毎に接合柵を設けそれからコンクリート管又は陶管に依つて 14 箇所出口に注いでゐる。表面排水工は附近最大雨量の約 2 倍 1 in/hr. の雨量を排除し得る。

照明 10 種類の場内燈が飛行場の利用を安全にする爲に設備された。第一は 250' 間隔の周界燈で、これには琥珀色プリズム燈を用ひ、一つ毎に異なつた電源に繋がれ若し一方が停電しても尚 500' 間隔に輪廓を示す。第二は滑走路燈でこれは滑走路と同一平面に接觸して設置され、一時に一滑走路のみをが點燈する様にしてある。操縦士が彼の距離を測るに便利な様に前半分は白光燈、後半分は琥珀燈とした。各滑走路の端には圓錐型綠色限界燈があり、滑走路の番號がある。又滑走路端に 750000 燭光の漲光燈があり、この光線は三段階に制限される。同様な漲光燈が水上機のために Bowery 灣を照らし、又格納庫及びエプロンを照す爲にも用ひられた。ネオン障燈が各建物の頂上に置かれた。場内から 3000' の距離に 200' 間隔に 7' ネオン燈を配置し操縦士が照明された道を通つて滑走路の端に入る様にした。北西隅の風向指示器も亦照明した。制禦塔の頂上に 1350000 燭光の航空港燈がある。

道路及び駐車場 道路及び駐車場は 7' アスファルト、マカダム舗装とした。場内への接続は Grand Central Parkway 及び Ditmars Ave との二つのクローバー形交又が用ひられた。陸上港と水上港との連絡は Grand Central Parkway に平行な道路によつてなし、飛行場内部交通に對し之を横斷する必要なからしめた。駐車場面積は 1600 臺の車に對して備へられた。この面積は 1500 臺の自動車と旅行公衆とに對しては充分であつたが觀光客に對しては全く不充分であつた。冬期に於てきへも日曜日には 100000 人の郡衆は珍しくない。

主なる建築物

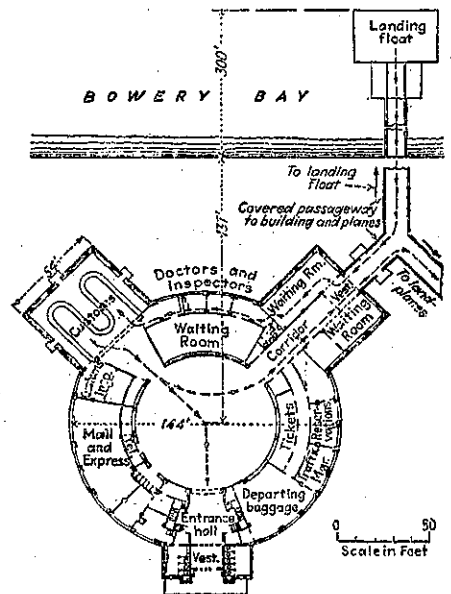
圖-31. 陸上機港本館平面圖



都道の總合航空港としての機能を保つ爲に La Guardia Field に於いては非常に完備した停車場、格納庫、及び公共機關を設備した。目下認可された建物坪数は 35306164 立方呎でこの内主なる建物は本館、陸上機格納庫 6、水上機港本館、水上機格納庫、航空路會社、高壓ポンプ所、機械工場、修理工場、試験所、ガソリン蓄藏庫 2 及びポンプ所である。此の他計畫中のものは遊覽飛行機格納庫、地方聯合、及び飛行協會格納庫である。尙認可を待つてゐる二つの陸上機格納庫と一つの水上機格納庫を加へれば 48739714 立方呎となる。陸上建物が曲つて整列してゐるのは前に小船灣があることゝ建物を滑走路から 750' 以上離す爲である。水上機港は 12' の水深への接近の必要から決定され、西端部に設けた。水陸交通の分離とその便利な連絡とが特徴である。建物の高さは飛行の爲に 70' に制限され流線型外觀とした。

航空港本館 本館には管理所、飛行技術協會、氣象觀測所、切符賣場、待合室、休憩室、食堂その他旅客、荷物

圖-32. 水上機港本館平面圖



郵便物に対する設備を備へなければならなかつた。又 Grand Central Station からバスに依る澤山の旅客は切符及び手荷物が既に精算済で、切符賣場や待合室の道順を通る必要がない。荷物、郵便物は旅客の列を横断することなしに運ばれる。長さ1500'のフォームが一つの

圖-33. 陸上紙格納庫内部

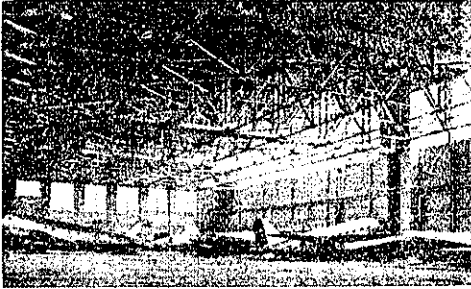


圖-34. 水上紙格納庫

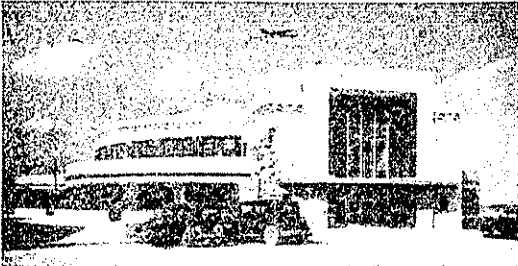
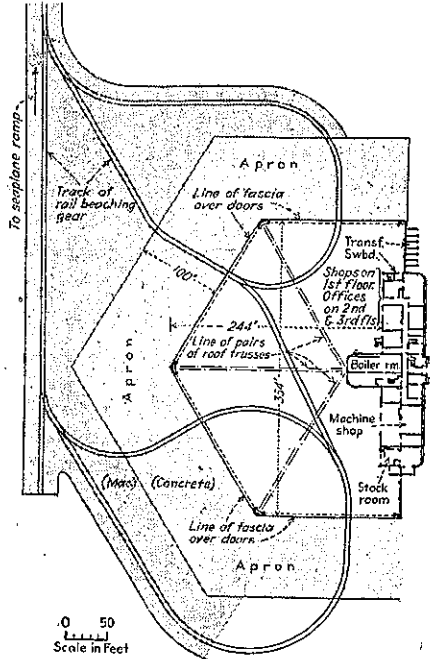
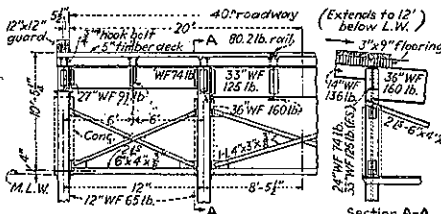


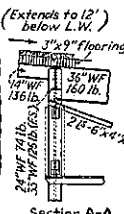
圖-35. 水上紙格納庫平面圖



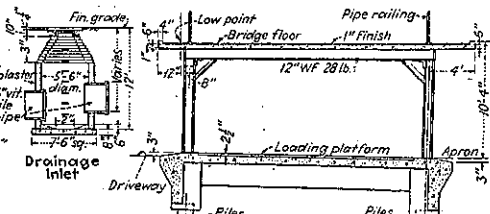
特徴となつて居り、同僚との會合、觀光のための散歩甲板に用ひられ、又門の所の混雜を除くに役立つる。
水上終端港 水上終端港の設置に於いて興味ある特色は中央圓周間の周りに作られた旅客の移住、健康、



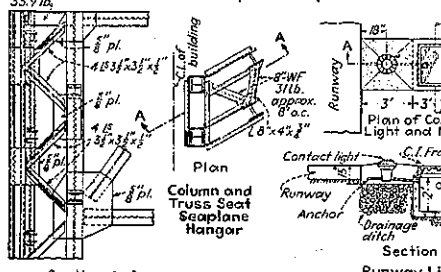
Cross Section of Seaplane Ramp



Section A-A

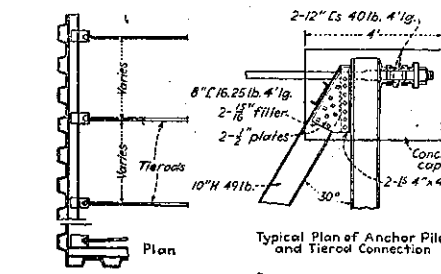


Cross Section of Loading Platform

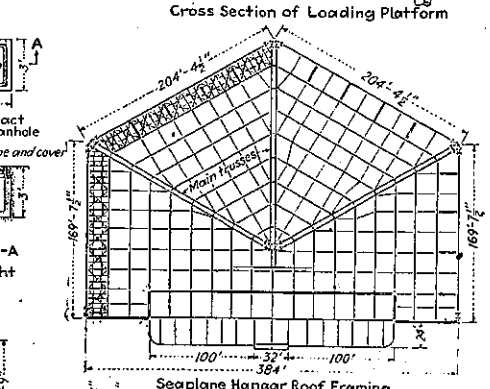


Section A-A

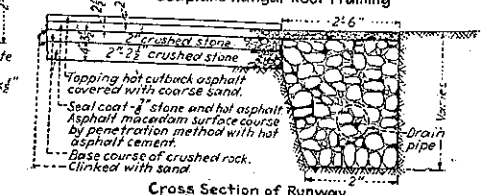
Section A-A Runway Light



Bulkhead



Seaplane Hangar Roof Framing



Cross Section of Runway

税關への動きに対する配置と、水、陸上機に通ずる屋根付歩道である。

陸上機格納庫は本館の西側に 1, 3, 5 東側に 2, 4, 5 との二つの集團とした。前者は堅地盤の上にあるので床は地上に設置され、後者は埋立地盤の爲めに 12' 間隔の杭打基礎上の鉄筋コンクリート床版造とした。格納庫の大ききは長さ 350', 奥行 165' 屋根結構までの高さ 42' にして内部無柱とした。然し長い邊の扉と扉との間に柱を設け二つの 165' 結構を中央に架し、これに 175' 縦結構を支へしめることが出来た。各格納庫は四つの扉を有し、中心柱の兩側に一對宛吊られ、各々の徑間 163'-5" である。各扉は獨立に動き全部の開閉に一分間を要する。扉は鋼製で大きな硝子張りの部分があり、閉めた時には 30 #/ロ' 操作中には 15 #/ロ' の壓力に耐える。水上機格納庫は四つの扉の當る側を持ち屋根は三つの主結構で支へられて、中央の結構柱に集中荷重として支へられてゐる。

航空港資料

航空港面積

2 260 000 m²

埋 築	13 200 000 m ³
建 物	延 90 000 m ²
コンクリート	86 200 m ³
基礎杭	9 012 本
煉 瓦	13 700 000 個
鋼	20 400 t
鐵 筋	3 700 t
蓄油槽 (ガソリン及重油)	2 450 m ³
滑走路及走行路	5.9 km 364 000 m ²
エアロン	215 000 m ²
碎 石	344 000 m ³
アスファルト	11 400 m ³
電 力	6 040 Kw
植樹及蒔種面積	1 520 000 m ²
表 土	172 000 m ³
隔 壁	540 m
引揚斜路	109 × 12.8 m
浚 渫	965 000 m ³