

抄 録

第 27 卷 第 2 號 昭和 16 年 2 月

應 用 力 學

(15) 彈性支點上の連續梁の影響線 160

材 料

(16) ソ聯のセメント工業の現状 161

(17) 工事用鋼索に就て 162

コンクリート

(18) コンクリート骨材の粒度に就て 164

(19) 添加材に依るコンクリートのウオーカビリチーの整正 168

(20) 電氣抵抗に依る砂の含水量測定法 170

施 工

(21) 杭の支持力に関する二つの實驗 171

(22) 杭床基礎の簡易計算法 173

堰 堤

(23) Wolga 河の Kujbyschew 堰堤計畫 176

下 水 道

(24) 織物工場廢水處理 177

(25) 避暑地の下水處理 178

(26) New Jersey 州保健局に依る河水淨化 179

港 灣

(27) フロリダ州 Okeechobee 湖の堤防工事 181

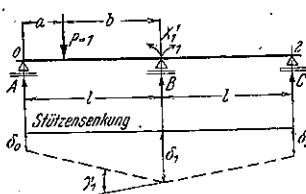
應 用 力 學

(15) 彈性支點上の連續梁の影響線

(F. Geiger, "Die Einflusslinien des elastisch gestützten Durchlaufträgers." Bautech. H. 86/37, 1940, S. 423~427. 村上永一抄)

(1) 3 支點上の連續梁 圖-1 の如く A, B 間に $p=1$ の荷重のある場合, 3 連モーメント式は, X_1^1 を B 點のモーメントとすれば

圖-1.



$$4X_1^1 l = 6EJv_1 - \frac{6\Theta t_0^0}{l} - \frac{6\Theta t_0^2}{l}$$

茲に $v_1 = \frac{1}{l} (2\delta_1 - \delta_0 - \delta_2)$

$$\Theta t_0^0 = \frac{l^2}{6} \cdot a \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$\Theta t_0^2 = \frac{l^2}{6} \cdot b \left(1 - \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right)$$

$p=1$ に依つて生ずる支點の沈下量を δ_k とすれば

$$\delta_0 = \frac{\delta_k}{l} (b + X_1^1) \quad \delta_1 = \frac{\delta_k}{l} (a - 2X_1^1) \quad \delta_2 = \frac{\delta_k}{l} X_1^1$$

従つてこの場合の 3 連モーメント式は

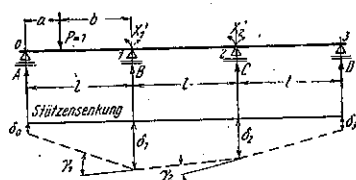
$$4X_1^1 = 6EJ \cdot \frac{\delta_k}{l^3} (2a - 4X_1^1 - b - 2X_1^1)$$

$$- a \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$X_1^1 = \frac{6EJ \cdot \frac{\delta_k}{l^3} (2a - b) - a \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]}{4 + 36EJ \cdot \frac{\delta_k}{l^3}}$$

(2) 4 支點上の連續梁 この場合は $p=1$ が側徑間にある場合 (圖-2) 中央徑間にある場合とを區別して説明する。(1) で述べたと同じ方法で 3 連モーメント式を利用すれば次の聯立方程式より 2 つの未知の支點モー

圖-2.



メント X_1^1, X_2^1 及び X_1^2, X_2^2 を求め得る。

$$\kappa = 6EJ \frac{\delta_k}{l^3} \text{ とせば,}$$

圖-2 の場合に對し

$$(4+6\kappa)X_1^1 + (1-4\kappa)X_2^1 = \kappa(2a-b) - a \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$(1-4\kappa)X_1^1 + (4+6\kappa)X_2^1 = -\kappa a$$

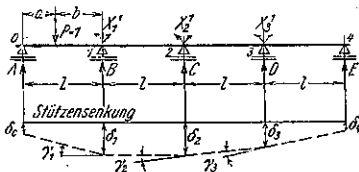
p が中央徑間にある場合に對し,

$$(4+6\kappa)X_1^2 + (1-4\kappa)X_2^2 = 2\kappa b - \kappa a - b \left[1 - \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right]$$

$$(1-4\kappa)X_1^2 + (4+6\kappa)X_2^2 = \kappa(2a-b) - a \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

(3) 5 支點上の連續梁 この場合も $p=1$ が AB 間にある場合 (圖-3) BC 間にある場合とを區別し 3 連

圖-3.



モーメント式の聯立方程式より X_1^1, X_2^1, X_3^1 及び X_1^2, X_2^2, X_3^2 を夫々求め得る。

圖-3 に對し

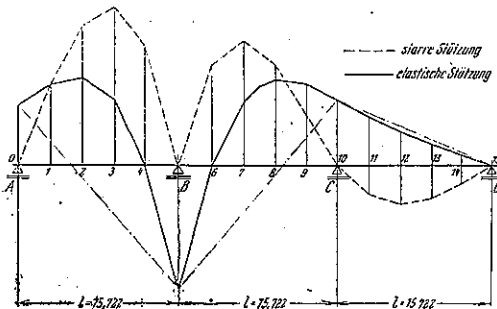
$$\begin{cases} (4+6\kappa)X_1^1 + (1-4\kappa)X_2^1 + \kappa X_3^1 = \kappa(2a-b) \\ -a \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \\ (1-4\kappa)X_1^1 + (4+6\kappa)X_2^1 + (1-4\kappa)X_3^1 = -\kappa a \\ \kappa X_1^1 + (1-4\kappa)X_2^1 + (4+6\kappa)X_3^1 = 0 \end{cases}$$

p が BC 間にある場合に對し

$$\begin{cases} (4+6\kappa)X_1^2 + (1-4\kappa)X_2^2 + \kappa X_3^2 = \kappa(2b-a) \\ -b \left[1 - \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right] \\ (1-4\kappa)X_1^2 + (4+6\kappa)X_2^2 + (1-4\kappa)X_3^2 \\ = \kappa(2a-b) - a \left[1 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \\ \kappa X_1^2 + (1-4\kappa)X_2^2 + (4+6\kappa)X_3^2 = -\kappa a \end{cases}$$

支點の数が更に増す場合に於ても以上の方法を繰返すことに依り n 個の未知の支點モーメントに對し n 個の聯立方程式を得ることに依り未知量を求めることが

圖-4. B 點の支點モーメントの影響線



出来る。

(4) 計算例 4 支點連續梁に於て各徑間共に 15.722 m $\delta_k = 0.0023 \text{ m/t}$ $EJ = 43100 \text{ t m}^2$ を固定支點の場合と比較した B 點の支點モーメントの影響線圖は圖-4 に示す。更に 8 支點連續梁の例題を解き 6 個の未知の支點モーメントの影響線を表に示してある。

材 料

(16) ソ聯のセメント工業の現状

(“Die Zementindustrie Russlands.” Zement) (29, H. 31, S. 398, 1940. 福島彌六抄)

ソ聯のセメント生産は 1870 年頃に創り、1905 年の全年産は 616400t であつた。日露戦争頃生産が増大し 1913 年に 2,1 百萬 t であり、戦後もセメントの需要が高まり 52000t (1910 年), 189000t (1913 年) の生産があり 1925 年に同工業の復興が叫ばれ 1927 年には再び 1,8 百萬の年産に達した。

工場の数は 1927-27 年に 31 工場中 24 工場が操業され、1931 年には其数が 31 となつた。

1928-32 年に全額 33000 萬ルーブルがセメント工業に投資され、其内 14000 萬ルーブルが休止工場の復興に又 10000 萬ルーブルが工場の新設に投ぜられた。

古い工場の全能力は 330 萬 t であり此内で 220 萬 t は回轉爐により、110 萬 t は堅爐によつた。然るに工場の復興及び新設に伴ひ生産能力は 150 萬 t の増加を表し、約 135 萬 t は回轉爐により製られる様になつた。

1929~29 年以來 19 のセメント生産者があり、其總年生産能力 300 萬 t は次の通りである。

- Shchurovo...190 000 t; Giant...516 000 t;
- Neu-Podolsk...172 000 t; Voronezh...120 000 t;
- Neu-Briansk...172 000 t; Chernorechensk...129 000 t;
- Neu-Amyrossievka...172 000 t;
- Kamenskaja...225 000 t; Yenakievo...225 000 t;
- Karkov...95 000 t; Krichevo...125 000 t;
- Armenien...125 000 t; Kuvossai...15 000 t;
- Georgien...125 000 t; Neu-Spassk...344 000 t;
- Sukholog...155 000 t.

今月では上記の他に Leningrad 市に新設工場があり新舊工場全般は年産産能力 800 萬 t である。又今月同國の 48 セメント生産者は次の 110 の回轉爐を操作してゐる。

- Smish...46; Polysius...13; Pierffer...12;
- Krupp...5; Mlag...4; 外國製...9; ソ聯製...21.

此回轉爐の長さは 30m 又は 111m であり、又現在ある 160 の堅爐の内 18 は休み、24 は操業してをり

112 は普通の堅盤 (73 schneider, 34 Dietzsch, 5 Candlot) であり, 24 は自動式のものである。

燃料は 6 工場は重油を用ひ, 其他は重油, 褐炭或は油頁岩等を用ひてをり最近は Baku 地方の天然瓦斯を用ひんとする企圖がある。

非常に多量のセメントを消費する地方では 粉砕混合機を備へ任意の場所で工場より來た燒成を粉砕して直に使用してゐる。

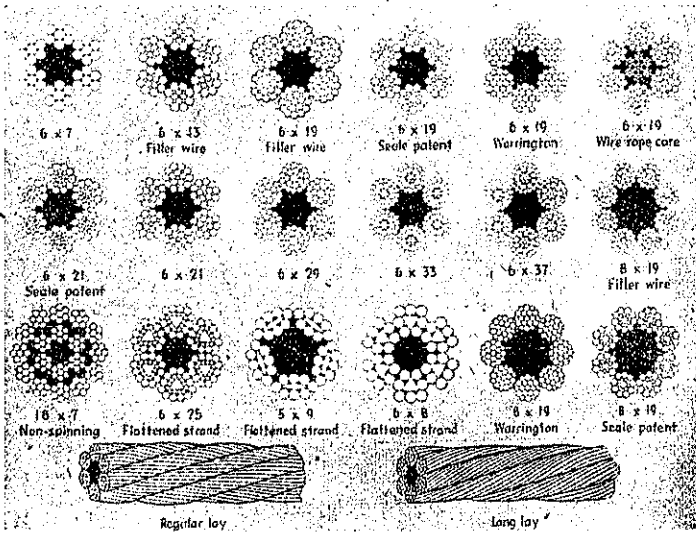
セメントは普通のポルトランド・セメントの他に各種の高爐セメントの如き冶金セメントが使用され又苦土を主とするソーレル・セメントも製造されてゐる。今日北部ソ聯では石膏及び硫酸製造と同時にポルトランド・セメントを製造せんとする新しい大工場を建設せんとしてゐる現状である。

(17) 工事用鋼索に就て

(“Wire Rope for Construction.” E. N. R., May 23, 1940, P. 70-76. 藤原 孝 抄)

構造型式 鋼索の基本的構造は次の様である (以下圖-5 参照)

圖-5.



(1) 同番素線型 (One-sized wire):—之は簡單な構造のもので時として粗撚鋼索として喜ばれる。針金数が最小, 柔軟性小且つ曲げ應力への抵抗が小である。子繩は幾分太い心素線を取まいた同じ太きの素線がある。代表的ものは非金屬心で 6×7 構造である。6×7 とは素線各 7 本の子繩が 6 本で鋼索になつてゐることを表す。

(2) ワーリントン型:—各子繩の 12 本の外側素線は大小素線が交互し, 中位の太きの 7 本の素線を取巻いてゐる。6×19 及 8×19 がよく用ひられる。この型式は外側素線の數が増す爲磨耗抵抗は 6×7 及 6×8 の

ものに劣る。曲げに耐へる能力はワーリントン型の特長である。

(3) シール型:—心を取巻く 9 本の比較的細い一様の素線, その外に矢張り 9 本の太い一様の素線とから出來てゐる。素線數が 9 本でない變形もあるが, シール型なる語の概念は 2 層の素線よりなり上層は下層素線の間の凹んだ所にあることである。同じ徑の鋼索ではシール型は外側素線が子繩の大部を占めてゐてワーリントン型よりは磨耗抵抗は大きい。シール型の一變形で柔軟性を増す爲に普通撚シール型の太い心の代りに子繩を用ひたものがある。

(4) フィラー型:—普通心と内外同心の 2 層とを有す。内外 2 層素線間の間隙を小直徑の素線で充填する。この充填素線は他の素線の位置を確保させるためのもので子繩の鋼斷面積中には勘定に入れない。この型はシール型より柔軟で, この方面に用途がある。代表的ものは 19 本主素線と 6 本の充填用針金から出來てゐる。

(5) フラット型:—子繩は圓形斷面の代りに三角形で素線表面の多くを磨耗状態に露す様な配置である。この幾つかの型式では同寸法同材料の圓形斷面型よりは強い。その小さい麻心の爲, 及子繩が楔石形である爲に壓潰に對する抵抗が大きい。

曲げ及磨耗抵抗 曲げ抵抗と磨耗抵抗能力とは一般に逆になる。曲げ應力に對する抵抗は次の順序で次第に増す。

6×7, 6×19 シール型, 6×16 フィラー型, 6×19 ワーリントン型, 6×19 フィラー型, 8×19 シール型, 6×22 フィラー型, 6×37 シール型, 6×41, 8×19 ワーリントン型, 8×19 フィラー型。磨耗抵抗は丁度上と反對で後ろのもの程抵抗が小となる。上の表は曲げ及磨耗についてのみ關係するものである。6×19 フィラー型が曲げ及磨耗抵抗に關し丁度中位にあるは注意すべきことである。故に上の両者が同等の重要性を必要とする時は廣く 6×19 フィラー型が用ひられる。實際

に用ひられた鋼索の統計によると 6×19 構造の型が一般の利用の際に目立つて選ばれてゐる。高級平爐鋼プロウ鋼 (plow steel) 或は改良プロウ鋼の 6×19 右撚り鋼索は鋼索工業では不可欠の設計と考へられてゐる程普遍的である。

鋼索に於ける素線 米國鋼索製造工場では次の 6 等級の鋼が普通に用ひられてゐる。

等級	概略強度範圍 lb/ln ²
鉄鋼	70 000~120 000
トラクション鋼	100 000~210 000
錳鋼	170 000~220 000

軟プロウ鋼	190 000~240 000
プロウ鋼	210 000~260 000
改良プロウ鋼	230 000~280 000

最初は銑鉄索が用ひられた。トラクション鋼索は昇降機の捲上機及時として調速機鋼索にも用ひらる。鑄鋼は、昔は色々な組成のインゴットが出来る小坩堝で作つたが現在は平爐法で出来て、その製品は前坩堝法より均一質である。而して現在の鋼索は平爐法の鋼で製せられる。プロウ鋼の名稱は高級平爐法よりの鋼を意味する。改良プロウ鋼は鋼索製造に用ひられてゐる最も強い、且つ強靱の材料である。以上の等級は色々な項目で標準化され、各業者の等級は本質的には等しい。各個の針金の強さは上に示したが鋼索への應用で考ふべき事は出来上つた索の強度である事は知っておくべきだ。経験と實驗とで各構造、各太きの索の最小破壊強度が決められた。これは各業者の型録に示してある。之等の強さが殆ど全ての場合に等しいことは強度と等級がでたらめに決められたものでなく、注意深い技術發展の結果の證據である。

鋼索の應力 應力の問題に關しての検討は合衆國海軍省營繕局、技術報告 1-30 "Instructions for Design of Wire Rope Installations" で述べられてゐる。應力公式、資料及蓄積力の討議等は各業者の公表を利用出来る。ある比較調査の結果によると次の様である。「現在の曲げ應力公式はその變数を省略する数によつて正確な結果は得られぬ。應力計算に於て若し、全静荷重が索を最大の速度に加速するに必要な力により増加され又巻胴及綱車の直径が實用の限度に従つて定められるなら、曲げ應力量は省略出来る程の量で索の安全或は操作の經濟に小さな影響しかないことが信ぜられる」。

應力公式利用については現場経験の重要性をこゝに強調したい。ある太き及構造の索に對し巻胴及綱車の直径がある値(最小直径)以下となると子繩は、曲げ範圍内で、自己調節のため、互に滑り得ないで索内に拘束が起る。今その綱車の最小直径を Spangler の發表(E. N., R., Jan. 4, 1940) から抜萃すると次の如し。

索の種類	索の直径の倍数	
	最小綱車直径	平均綱車直径
6×7	21	72
6×19	30	45
6×37	18	26
8×19	21	31

ある會社では應力、強度の變数を次の如くしてゐる。(1) 針金直径、(2) 心の状態、(3) 索、子繩の撚り長、(4) 構造、(5) 總金屬斷面、(6) 注油の状態及種類、(7) 滑車の太き、材料、配置。

綱車の溝が索直径よりも、少くも 1/16 吋大きい時は少し小さい溝の時より同じ索で 3~4 倍長持ちする。綱車直径も最小直径より經濟的直径へと増すことにより

5~10 長くもつ。注油は普通 2.5 倍の生命を延し構造の變化は 100% の生命の差がある。ある會社で安全率 5 即ち破壊強度の 20% の力で反轉彎曲させて最悪の 1 呎について 40 本の素線が切れる迄の反轉回数を實驗した。その値は次の様である。

構造及等級	普通製法索	プレフォーム型	増加率
	過期	過期	
6×19 フィラー型	26 000	45 000	76
6×21 プロウ鋼ファイラー型	29 000	42 200	42.5
6×29 "	35 200	50 650	43.8
6×19 プロウ鋼シール型	16 750	35 250	110.4
6×19 プロウ鋼ワーリントン型	24 140	26 850	89.7
6×37 プロウ鋼	15 550	26 750	72
8×19 プロウ鋼ワーリントン型	16 800	29 650	75.9
8×19 プロウ鋼シール型	24 150	49 050	103.1
8×19 プロウ鋼ファイラー型	25 550	43 600	70.5

安全率 鋼索に於ても安全率を考慮するもので経験によると、索の受ける應力が破壊強度に近付かない様に用ふると長持ちする。各會社で精密に應力計算をして安全率を出してゐる。「ホイスト」では死荷重を基とし安全率 5 が普通でこれで曲げ應力と磨耗による強度減少も酌量する。加速度應力に對しては更に安全性を要し十分に考慮すべきである。索が常に高速度で動き、又は人命に關する昇降機等に於ては安全率は 10 又は以上とする。ある代表的技術者の言は興味深いものがある。即ち「鋼索は大變弾性があり、而もそれが材齡と共に變るから安全率は正確には定め難く結局の所、索技術に關しては實際の経験と索の應用に慣れることが必須である」。

現場調査によれば一般に型録にある強度は十分信頼出来、應用の大部分は経験に基くもので引張り應力の計算以外は殆どせず色々な場合の色々な原因による力を見積つて十分の安全率をとるがよい。

選擇問題 特定の使用のための選擇は應力の豫想に加ふるに経験によつて左右される。多くの場合に、選擇は、曲げ抵抗能力と磨耗抵抗能力との折衷の問題となる。今、下に推賞される用途を記す。

ワーリントン型：——タックルブロック、ブームフォール、スリング。

6×19 シール型：——ドラグライン、架空索道の索、インクライン、スクレーパー、ウインチ。

6×19 フィラー型：——柔軟性大巻胴、綱車の徑が比較的 smaller 時に用ふ。シヨベルホイスト、ブームフォール、カーリタアダー、カーダンパー、デリック、揚炭機塔、エレベーター、グラブバケット、ホイスト、ウインチ、スリング、ドラグライン、溝掘り機、杭打機。

6×37 シール型：——グラブバケット、鑛山用機械、デック浚渫船、シヨベルホイスト。

8×19 ワーリントン型：——ペーバ、混合機。

8×19 フィラー型：——起重機、ホイスト。

8×19 シラー型：——エレベーター、海中用。

心は普通麻で堅さと過剰の強度を必要とする時、又は高熱に遭ふ時には、鋼索の心、又は金属心を用ふる。機力ショベルは鋼索心を用ふる代表例である。

普通燃は1本の素線が比較的短い部分を外側に出してゐる。反之、ラング燃では長い部分が出てゐて、磨耗に耐へるため、工事でひどい磨耗を受ける時に用ひられる。又普通燃より小さい綱車、巻胴に用ひ得る。プレフォーム・ラング燃鋼索は曲折及糾れが少いと云はれてゐる。フラット型は圓形断面のものより長持ちし、荷重のひどい時に用ひて利益あり、滑かな表面は、綱車、巻胴の磨耗を減少する。

コンクリート

(18) コンクリート骨材の粒度に就て

(Erich Friedrich, "Über die Kornzusammensetzung des Betons." Bauingenieur, Heft 31/32, 1940, S. 243~249. 一木保夫 抄)

(I) 緒言 良質高強度のコンクリートをつくることは、之によつて材料の消費が少くなるのみならず、構造物の耐久性を増し、龜裂に對する安全性を増し、又鐵筋の錆に對する抵抗性を増す。今日のところコンクリートを強度によつて大體次の3つの階級に分けることが出来る。

- a) 規定に従つて 225 kg/cm² の強度を有する普通の鐵筋コンクリート用のコンクリート。
- b) 國營自動車道路とか特殊構造物用の 400 kg/cm² の強度を有するコンクリート。
- c) 650 kg/cm² の強度を有する鋼弦コンクリート用のコンクリート。

吾々が近き將來に於て到達しなければならないコンクリートの強度は 1 000 kg/cm² と云ふ高強度であつて、斯様な高強度のコンクリートと高強度の鋼が新しい材料として注目されてゐるのである。併しこの様な高強度のコンクリートを得るには、正しいセメントの使用量及びセメントの品質に外に又骨材の粒度を正しく選ぶことが必要である。骨材は使用目的によつてその最大寸法を異にするから、高強度の緻密なコンクリートをつくるためには、各大小の粒を如何なる割合で混合しなければならないかと云ふ一般的な原則を見出すことが必要なのである。

目的に適する骨材の粒度を得るには、示方書に與へられてゐる粒度曲線によればよいのであるが、良質高強度のコンクリートを生ずる粒度がこの外にも存在することが實驗によつても示されてゐるので、如何なる場合にも適用し得る一般的な原則を見出すなければならない。即ちこの骨材粒度に對する一般原則を確立することが、鐵筋コンクリート構造に於ける重要な問題である。

(2) 骨材の粒度

a) 我々の規定に於ける節目は 0.2, 1, 3, 7, 15, 30 mm となつてゐて、次に來る粒の大きさは常にその前のものゝ2倍になつてゐる。之は米國の Tyler の篩の影響を受けたもので、Tyler の篩では 0.147, 0.295, 0.590, 1.18, 2.37, 4.75, 9.52, 19.00, 38.1 mm となつてゐる。

b) "Schlupfkugeltheorie" によると、直径 D_0 なる球の集りの間に丁度入りこむによい直径をもつた次々の小さな球が入りこんで空隙を満すので、それ等の球の直径は計算から $D_0, D_0 \cdot 0.14, D_0 \cdot 0.14^2 \dots$ となつて來る。

この兩者を比較して判る様に、多くの粒子の段階が存在し得て、それ等の間には強度に關してお互に何等の利點をも有してゐない。之等に共通な式は次の如くなる。

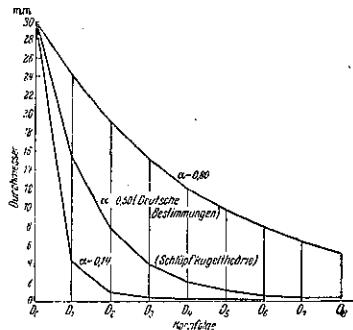
$$D_{n-1} = \alpha D_n \dots \dots \dots (1)$$

茲に D_{n-1} 及び D_n は相隣れに段階の粒子の直径であり、 α は常數である。最初の場合には $\alpha = 0.5$ であり、第2の場合には $\alpha = 0.14$ である。表-1 及び圖-6 に $\alpha = 0.14, 0.50$ 及び 0.80 の場合の粒子の段階を示す。 α の値は常に1よりも小であり α の値が小さいと所謂 "Ausfallkörnung" となる。 α は粒度の特性を與へるものであるから "Stetigkeitszahl" と名付ける。

表-1.

Korngröße	für		
	$\alpha = 0.14$ mm	$\alpha = 0.5$ mm	$\alpha = 0.8$ mm
D_0	30	30	30
D_1	4.20	15	22
D_2	0.60	7.5	10
D_3	0.08	3.75	15
D_4	0.01	1.88	12
D_5	-	0.94	10
D_6	-	0.47	8

圖-6. 3種の粒子段階

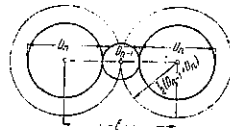


c) 次に個々の粒子段階の割合を決定する。正しいコンクリートの混合状態に於ては、個々の粗粒はそれよりも小さな粒によつて一様にとり圍まれてゐなければならない。従つて粒子の配列は圖-7 の如く考へることが出来る。2つの粒子 D_n の中心間の距離 E は次の如くなる。

$$E = (D_{n-1} + D_n) = D_n(1 + \alpha) \dots (2)$$

従つて V なる容積の中に存在し得る直径 D_0 なる球の数は、 $E = D_0(1 + \alpha)$ なる直径を有するお互に接触した球で容積を満すものと考へられるから

図-7. 個々の粒子割合の決定



$$n = \frac{V}{\frac{4}{3} E^3 \pi \frac{1}{8}} = \frac{V}{\frac{1}{6} \cdot (1 + \alpha)^3 D_0^3 \pi} \dots (3)$$

となる。

故に D_0 なる球で満される容積 V_0 は

$$V_0 = n \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{D_0^3}{8} \pi = \frac{V}{(1 + \alpha)^3} \dots (4)$$

故にその他の粒子のために残される容積は

$$V_0' = V \left(1 - \frac{1}{(1 + \alpha)^3} \right) = \beta V \dots (5)$$

$0 < \alpha < 1$ であるから、 β も亦 1 よりも小さな数である。

同様にして次の段階の粒子 $D_1 = \alpha D_0$ に対しては

$$V_1 = \frac{V_0'}{(1 - \alpha)^3} = \frac{\beta V}{(1 + \alpha)^3} \dots (6)$$

残される容積は

$$V_1' = V_0' - \frac{V_1'}{(1 + \alpha)^3} = V_0' \left(1 - \frac{1}{(1 + \alpha)^3} \right) = \beta V_0' = \beta^2 V \dots (7)$$

之を次々に繰返して行くと全体の容積 V は之等の和に等しくなければならないから

$$V = \frac{V}{(1 + \alpha)^3} + \frac{\beta V}{(1 + \alpha)^3} + \frac{\beta^2 V}{(1 + \alpha)^3} + \dots = \frac{V}{(1 + \alpha)^3} \frac{1}{1 - \beta} \dots (8)$$

表-2.

Korn-folge	Durch-messer	Anteil	$\alpha = 0.14$		$\alpha = 0.50$		$\alpha = 0.80$	
			D mm	A %	D mm	A %	D mm	A %
D_0	D_0	$\frac{100}{(1 + \alpha)^3} = A$	30	68	30	30	30	17.1
D_1	$D_0 \alpha$	$\left(1 - \frac{1}{(1 + \alpha)^3} \right) = A \cdot \beta$	4.20	22	15	21	24	14.1
D_2	$D_0 \alpha^2$	$A \beta^2$	0.60	7.1	7.5	14.7	19	11.6
D_3	$D_0 \alpha^3$	$A \beta^3$	0.08	2.3	3.8	10.5	15	9.6
D_4	:	:	0.01	0.8	1.9	7.2	12	7.9
D_5	:	:	-	-	0.95	5.0	10	6.5
D_6	:	:	-	-	0.48	3.5	8	5.4
D_7	:	:	-	-	0.24	2.5	6.4	4.5
D_8	:	:	-	-	0.12	1.7	5.1	3.7
D_9	$D_0 \alpha^9$	$A \beta^9$	-	-	0.06	1.2	4.1	3.1
D_{10}	$D_0 \alpha^{10}$	$A \beta^{10}$	-	-	0.03	0.8	3.3	2.6
Summenwerte			-	100	-	97.9	-	86.1

V を 100 に採ると個々の粒子段階の % が得られる。表-2 に $\alpha = 0.14, 0.50$ 及び 0.80 に對する數値を一括した。圖-8, 圖-9 及び 圖-10 は之等を圖示したものである。

圖-8. $\alpha = 0.14$ に對する粒度

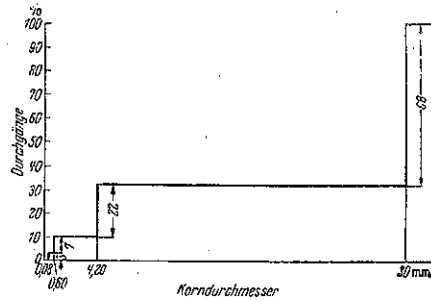


圖-9. $\alpha = 0.50$ に對する粒度

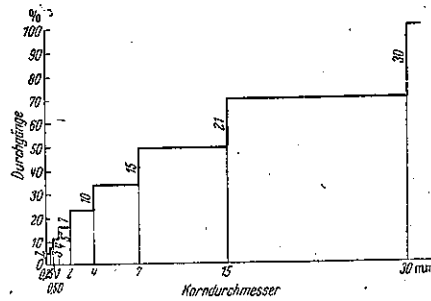
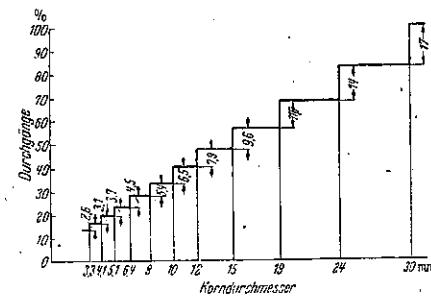


圖-10. $\alpha = 0.80$ に對する粒度



斯様にして粒度を一般的に求めることが出来るが、 $\alpha = 0.14$ の場合は所謂“Ausfallkörnung”が得られ、 $\alpha = 0.50$ の場合には規定に與へられてゐる様な粒度を得る。

之等の 3 つの粒度は何れも緻密なコンクリートを生ずるものであつて、それ等はたゞセメントの所要量及びコンクリートのウォーカビリティーに關して各々異つてゐるだけである。天然に産する骨材を利用し盡すためには、この外に更に多くの粒度を使用することが出来る。 $\alpha = 0.50$ の場合には施工が最も容易である。 α が小なるときには、コンクリートの混合時間が永くなり又打込みの際も十分に締固めなくてはならない。又材料の分離の危険が特に大きい。 α の大きなときにはこの危険は少ない。

以上求めた粒度の細粒部分にはセメントも一緒に含まれてゐる。セメントは空隙を満すために必要な外に骨材を結合する分量が必要であり、このセメントの所要量に就ては後に述べることとし、セメントの部分だけを除

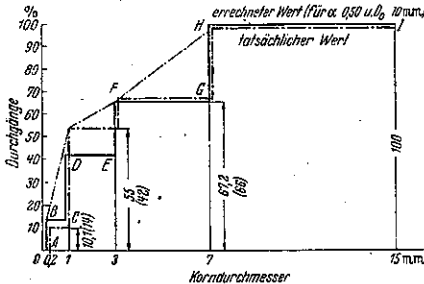
いた骨材の粒度は、表-3 の如くして求められる。表-3 は鋼弦コンクリート用の最大寸法 10 mm の骨材に對して計算したものである。

表-3.

Durchmesser	Anteile der Körngrößen %	Siebsatz nach den Bestimmungen mm	Anteil mit Zement % Rückstand auf dem Sieb	Anteil ohne Zement % Rückstand auf dem Sieb	Sieblinie % Durchgang
10	30	15	0	0	100
5	21	7	30	34	66
2,5	15	3	21	24	42
1,25	10	1	25	28	14
0,62	7	0,2	12	14	0
0,31	5	Zementanteil			
0,15	3,5				
0,08	2,5		12	—	—
0,04	6				
Summe	100,0		100	100	222

圖-11 は Hamburg で實際に使用した骨材の粒度と表-3 に求めたものとを比較したものである。骨材の粒度は表-3 の値によく合ふ様を選んでのである。使用し

圖-11.



た Heidesand と Rheinkies の粒度を表-4 a 及び b に示す。Heidesand と Rheinkies とを等量に混合して圖-11 の如き粒度を得たのであるが、1 mm と 3 mm の間が幾分多すぎたが之は反つてコンクリートの打込みに好都合であつた。たゞセメント量を幾分多くした。

表-4. Heidesand と Rheinkies の粒度

Durchmesser	a		b	
	Anteile % Heidesand	Durchgang % Heidesand	Anteile % Rheinkies	Durchgang % Rheinkies
15	0	100	0	100
7	0	100	65,3	34,7
3	0,7	99,3	33,2	1,5
1	79,1	20,2	1,5	0
0,2	19,9	0,30	0	0
> 0,2	0,3		0	0

粒度を示すのに圖-11 に示す様に階段状の ABCD...I の代りに角を結んだ線 BDFH... を選ぶことがあるが、本當は前者の方が正しいのである。特に細粒の部分に對して BD を結んだ線は錯覺の原因となる。この様に角を結んだ線では實際の状態を表はしてゐないのである。

前記粒度の骨材でつくつたコンクリートの 28 日強度 (Wb 28) は 900~1000 kg/cm² の高強度を得た。

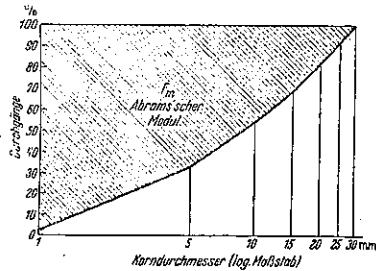
(3) 粒度の特性 次に良いコンクリートを與へる粒度を簡単に判断するための或る數値(粒度率)を導かね

ばならない。かゝる數値の 1 つが例へば Abrams によつて提出された細率である。Abrams の細率 F_m は圖-12 の斜線を施した面積で表はされる。之は Hummel の選んだ F 値と次の關係がある。

$$F = 30.1 F_m$$

Abrams の細率はたゞ $\alpha = 0.50$ の場合だけのものであるから、任意の α の値に對する粒度を判断するための粒度率を求めなければならぬ。

圖-12. Abrams の細率



一般的な粒度率は次の如くして求める。即ち篩通過量を加算すれば全體の和 Σ は α のみに關係する 1 つの數であることが判る。故に或る任意の α に對してたゞ 1 つの Σ が存在するのであつて、我々はこの Σ を以て粒度率と見做すことが出来るのである。

今 n なる粒子段階を選ぶときは

$$\Sigma = n \cdot 100 - n \cdot A - (n-1) \cdot A\beta - (n-2) \cdot A\beta^2 - (n-3) \cdot A\beta^3 \dots \dots \dots (9)$$

となるが、之を Σ_1 と Σ_2 の 2 つに分ける。

$$\Sigma_1 = n(100 - A - A\beta - A\beta^2 - A\beta^3) \dots \dots (10)$$

$$+ \Sigma_2 = A\beta + 2A\beta^2 + 3A\beta^3 + 4A\beta^4 + 5A\beta^5 + \dots + nA\beta^n \dots \dots (11)$$

こゝで Σ_1 は 0 になるから $\Sigma = \Sigma_2$ となる。(11)

の兩邊に β を乘じ (11) から之を減ずれば

$$\Sigma(1 - \beta) = A\beta + A\beta^2 + A\beta^3 + \dots + A\beta^n + n \cdot A\beta^{n+1} \dots \dots (12)$$

この級數の最後の項は n の大なる値に對しては省略し得る。

$$\Sigma = \frac{1}{(1 - \beta)} \cdot A\beta \frac{1}{1 - \beta} = \frac{A\beta}{(1 - \beta)^2} \dots \dots (13)$$

(13) に $A = \frac{100}{(1 + \alpha)^3}$, β に對しては (6) に與へられた値を入れるときは

$$\Sigma = 100[(1 + \alpha)^3 - 1] \dots \dots (14)$$

Σ はたゞ α にも關係する。表-5 に異なる α に對する Σ の値を示す。

さて次に規定されてゐる粒度曲線 D, E, F に就て Σ の値を調べてみる (表-6 及び圖-13)。E に對する Σ が $\Sigma_{0.5}$ の値に最も近い。E と

表-5.

Stetigkeitsziffer α	Kennziffer Σ
0,14	48
0,50	238
0,80	485

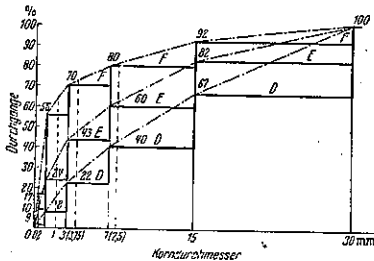
F' の間に囲まれた範囲が、最も良い粒度であつて、 D と E の間の範囲では細粒部分が少なすぎる事が判る。

表-6. 規定の粒度曲線に対する Σ の計算

Durchmesser	Sieblien		
	F	E	D
30	92	82	63
15	81	62	42
7.5	73	47	26
3.75	63	33	14
1.88	56	24	8
0.94	27	13	3
0.47	17	9	2
0.24	8	4	1
0.12	4	2	0.5
Σ	421	276	159.5

圖-11 に示した鋼筋コンクリートに用いた骨材の Σ を計算してみると 222 である。
次に Σ と割合 F_m との関係を求める。

圖-13. 規定の粒度曲線



$$100 \log 2 \cdot F_m + \Sigma \cdot \log 2 = n \cdot \log 2 \cdot 100 \quad (15)$$

より F_m と Σ との関係が與へられるが、之は $\alpha = 0.50$ なる特別な場合に對してのみ成立つのである。

$n=8$ の場合には

$$100 F_m = 800 - 238 = 562$$

$$F_m = 30.1 \quad F_m = 30.1 \cdot 5.62 = 170 \quad (16)$$

(4) セメントの所要量 セメントの所要量は次の 2 つに分けることが出来る。

- a) 粒子を結合するもの
 - b) 粒子間の空隙を埋めるもの
- b) の部分は骨材によつておきかへられ得るが、骨材は完全な球ではなくていろいろな形をしてゐるから、容積で 10~15% が最下限であらう。

a) の部分は骨材の表面積に關係する。先づ球の場合を假定して計算をしてみる。

容積 V_n を満す直径 D_n なる球の表面積は

$$D_n = \frac{8V_n}{4/3 \cdot D_n^3 \pi} \cdot D_n^2 \pi = \frac{6V_n}{D_n} \quad (17)$$

表-7 に個々の粒子段階に對する表面積を計算してあるが、之等の和は次の如くなる。

$$D = \frac{6}{D_0} \frac{V}{(1+\alpha)^3} \left(1 + \frac{\beta}{\alpha} + \frac{\beta^2}{\alpha^2} + \dots + \frac{\beta^{n-1}}{\alpha^{n-1}} \right) \quad (18)$$

(18) は收斂しないからこの和は n に關係する。

$$D = \frac{6}{D_0} \frac{V}{(1+\alpha)^3} \cdot \frac{\left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^n - 1}{\left(\frac{\beta}{\alpha}\right) - 1} \quad (19)$$

表-7. 表面積の計算

Kern-durchmesser	Volumanteil %	Oberfläche	
		D_0	$\frac{V}{(1+\alpha)^3}$
D_0	$A = \frac{V}{(1+\alpha)^3}$	$\frac{6}{D_0}$	$\frac{V}{(1+\alpha)^3}$
$D_1 = \alpha D_0$	$A \cdot \beta$	$\frac{6}{D_0 \alpha}$	$\frac{V}{(1+\alpha)^3} \cdot \beta = \frac{6}{D_0} \cdot \frac{V}{(1+\alpha)^3} \cdot \frac{\beta}{\alpha}$
$D_2 = \alpha^2 D_0$	$A \cdot \beta^2$	$\frac{6}{D_0 \alpha^2}$	$\frac{V}{(1+\alpha)^3} \cdot \beta^2 = \frac{6}{D_0} \cdot \frac{V}{(1+\alpha)^3} \cdot \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^2$
$D_3 = \alpha^3 D_0$	$A \cdot \beta^3$:	:
$D_4 = \alpha^4 D_0$	$A \cdot \beta^4$:	:
$D_n = \alpha^n D_0$	$A \cdot \beta^n$:	$\frac{6}{D_0} \cdot \frac{V}{(1+\alpha)^3} \cdot \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^n$

例へば $\alpha = 0.50$ 即ち $\beta = 0.7$, n の数を 30 mm から 0.24 mm まで 8 に選ぶときは ($V = 1000 \text{ cm}^3 = 1 \text{ l}$, 表-2 参照)

$$D = \frac{6}{3} \cdot \frac{1000}{1.5^3} \cdot \frac{1.4^8 - 1}{0.4} = 20400 \text{ cm}^2$$

セメント糊の厚さはセメント粒の平均直径 0.007 cm に等しいから

$$Z_1 = 20400 \cdot 0.007 = 143 \text{ cm}^3 \text{ 又は } 14.3\%$$

故にコンクリート 1 m^3 に要するセメント量は

- a) 粒子結合のために——14.3%
 - b) 空隙填充のために $Z_2 = 8.3 \cdot 0.857 = 7.1\%$
- 全體では 21.4% となるが、粒子の形状が球ではないので 25% 増して 21.4 + 5.3 = 26.7% となる。

この様にして計算すれば 1 m^3 のコンクリートをつくるに要するセメントの最小量は次の如くなる。

- a) 川砂利のコンクリートに對しては 300 kg/m^3
- b) 碎石のコンクリートに對しては 350 kg/m^3

表-8 の鋼筋コンクリート用の骨材に對して計算してみると、 $\alpha = 0.50$, $\beta = 0.70$, $n = 4$, $D_0 = 10 \text{ mm}$ であるから

$$D = \frac{6}{1} \cdot \frac{1000}{1.5^3} \cdot \frac{1.4^4 - 1}{0.4^3} = 12700 \text{ cm}^2$$

之より $Z_1 = 9\%$ となる。 Z_2 は $Z_2 = 24 \cdot 0.91 = 22\%$ 。故に最小所要量は 9 + 22 = 31% となるが約 25% 増して 1 m^3 のコンクリートに付き少くとも 39% 又は 550 kg のセメントが必要であると云ふことになる。實驗の結果も 550 kg のセメントを使用して最高の強度を得た。

α が小さいとセメントの所要量は少なくなる。 α が 0.50 と 0.80 の間では $Z = Z_1 + Z_2$ は殆んど變化はない。セメントの所要量は少くとも 200 kg/m^3 が最低限であつて、之は併し Ausfallkörnung に對してのみ當てはまるもので、この粒度は分離を起し易いことが缺點である。

以上の研究の結果を總括すれば次の如くである。

- 1) 良質の緻密なコンクリートを生ずる骨材は、表-2 の如き粒度のものでなければならぬ。規定に與へられてゐる粒度はこの 1 つの特別な場合である。こゝには一般の場合に對する原則を見出したのである。
- 2) 骨材の粒度の特性を示す數値としては、篩通過量の和 Σ が適してゐる。 Σ はたゞ Stetigkeitsziffer α

のみに関係し、 α が與へられるとたゞ 1 つ決まる。Tyler の篩又は 獨逸の篩の特別な場合に對して、 Σ と Abrams の細率との關係を求めた。

3) セメント所要量に關して一般的な簡單な關係を見出した。尙更に今後の研究によつて最も適切なる粒度なるものを解決しなければならない。之には勿論、コンクリートの使用目的とウォーカーピリチー及びセメントの所要量等を共に考慮しつゝこの問題の解決に向はなければならない。

以上述べたことは一般的な原則であるから、堰堤コンクリートの様に非常に大きな骨材を使用する場合にも當てはめることが出来る。

(19) 添加材に依るコンクリートのウォーカーピリチーの整正

(G. Haegermann, "Verbesserung der Verarbeitbarkeit des Betons durch Zusätze." Beton u. Eisen Heft 16. 1940, S. 227~237. 池田克己抄)

コンクリートのウォーカーピリチーの整正の爲の添加材は其の作用方法に従つて 2 つの主群に分けられる。第 1 は粉末狀の礦物質材料、例へば石粉、火山石灰、熔鐵爐の鐵滓、建築用石灰の如きもので、夫等は適當量だけコンクリートに加へられるならば空隙填充の作用をする。第 2 は總ての有機物を含み夫等は固體と流動體間の境界表面張力の影響に依つて水の所要量を減少せしめるもので、市販品 Tricosal, Plastiment, Betonplast 等である。

次に 3 種のウォーカーピリチーに就て行はれた添加材に關する實驗結果を示す。

1, 硬練りモルタルに就て行つたもので、輕裝空隙率 45% の獨逸標準砂、高級ポルトランドセメント、添加材として大いさ 0.2~0.09 mm の部分が 72%, 0.09 mm (4900 目/cm² の篩) 以下 28% の細砂が使用された。配合比 1:3 及び 1:6 (セメント:標準砂+細砂) に就て標準 DIN 1164 に従つて試験を行つた。即ち共にモルタル中の細砂混加量を漸増し、混加水量 8% の、鐵槌機により 150 回叩き壓搾せる側面積 50 cm² の正六面體に就き 7 日間水中養生後の壓縮強度を求めた。其の結果壓縮強度最大なる、即ち最適なる混合比は 1:3 に於ては細砂 12%+標準砂 88% であり、1:6 に於ては細砂 26%+標準砂 74% であつた。之は細砂所要量が混合割合に依存する事を示す 1 例である。此のモルタルが前例に於て爲されたより壓搾度が少いならば、より良いウォーカーピリチー、従つてより高い壓縮強度は細砂添加量を多くすることにより得られる。即ち前と同様の 1:3 モルタルに就いて叩き壓搾を 50 回にした結果、強度の最大値は細砂 20%+標準砂 80% に於て得られた。標準砂に關

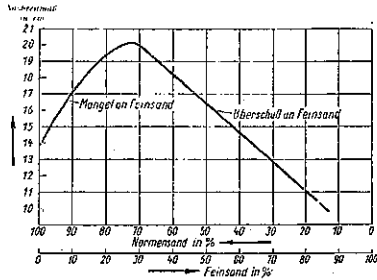
し示された事は他の空隙率を有する粒度の骨材にも當て嵌り、夫に關しては補足的に篩分析曲線 A (獨逸鐵筋コンクリート委員會規定) に従ふ丸粒狀の砂 (空隙率 35%) を使用せる硬練りモルタルに就き同様に試験を行つた。其の結果 1:3 に於ては、強く叩き固められるか又はしつかり振動締固めされるときは、セメント量のみで空隙を填充するに十分であり細砂添加により却つて強度を低下した。又 1:6 (150 回叩き壓搾) に於ては最大の單位重量及び強度は細砂 10%+標準砂 90% に對して得られた。

又以上の實驗に於て空隙率の差異 10% (45%~35%) は細砂所要量に於て 16% の差異を生ずることを示す。

此の少い研究の結果より、硬練り配合に關して、添加材の量を漸變し其の際の單位重量及び強度に依り、添加材の最適量が求められることを示す。

2. 軟練り乃至注ぎ易い状態の配合に對しては、同じセメント量を有する硬練り配合に對するよりは、細砂所要量は遙かに多くなる。此の場合所要添加材量の判定には稠度の測定即ちフローテーブルを使用して行つた。圖-14 は 1:3 モルタルに就て混加水量一定 (15%, W/Z = 0.60) とし細砂添加量の變る場合のフローを示してあ

圖-14. 細砂添加量のフローに對する影響



る。其の曲線に於て上昇部は微細部分が少な過ぎて、沈澱によつて水を分離して居り、之は添加材の附加に依つて、空隙を填充し水を排除する間はフローが増大する。下降部はモルタル中の細砂が多過ぎ、該添加材の表面を濡らす爲に水が費され、更に添加材の過剰に依る空隙量従つて水の所要量が増大する爲にフローが減少することを示す。之に依つて分る如く單に一定のフローを與へるならば、夫は最微細部分の缺乏を示す範圍にも、又過剰してゐる範圍に於ても存在する。此の場合の最適の結果は細砂 28%+標準砂 72% にて起り、硬練りモルタルの場合よりも細砂量が多い。同じく 1:6 に於ては細砂 41%+標準砂 59% で起る。混合比の變化に對する細砂所要量の變化は圖-17 の線から得られる。

篩分析曲線 A に従ふ砂を使用せる場合は、最適の細砂添加量は 1:3 に於て 12.5%, 1:6 に於ては 22.5% である。獨逸鐵筋コンクリート委員會の規定に依ると“特に良好”の範圍に對して砂の 0.2 mm 以下の部

分が 2% (篩分析曲線 d) 乃至 15% (同 B) と示されてゐるが 1:6 の軟練りモルタルの際には夫は少な過ぎる。此の場合にも兩方の砂の空隙率に依る差異が示される。

以上の結果より、セメント+細砂の所要容積は砂 (0.2 mm 以上) の空隙率及び施工方法に依存し、全然配合比に依らない。軟練り乃至注ぎ易い状態のモルタルに対しては硬練りの固く叩かれたモルタルに対してより約 50% だけ填充量 (セメント+細砂) を多く要する。

3. 以上に論じた場合は、硬練り及び軟練り乃至粘性ある流動性に關してであるが、此の外に水つぼい流動性のモルタルが屢々垂直管線の中を遠距離へ壓出により運ばれる爲に使用される。此の爲のモルタルは長時間浮動状態を保つことを要し、而らざれば早き沈澱に依り管が塞がるからである。

之に關する試験は揚げ蓋により閉ぢ得る内徑 1 cm の流出管を備へた 1.1 l 容量の漏斗 (圖-15) により行はれた、漏斗をモルタルで充す前に流出管は閉される。モルタルを漏斗に注入して 1/2 分後閉鎖蓋を開け、モルタルの流出時間を一定にする如き方法で試験を行つた。流出時間に關しては最初の 100 cm³ 及び最後の 250 cm³ は評價されなかつた。漏斗から少くとも 1000 cm³ が流出する間はモルタルは流動し得る状態として有効であつた。

圖-16 は標準砂+細砂+セメント及び種々の混加水量に依るモルタルに關して行つた結果を示す。即ち非常に多い混加水量に依つても最大流動速度は軟練りモルタルの場合と約同じ細砂添加量で得られることが分る。

圖-15. 漏斗及びフローテーブル

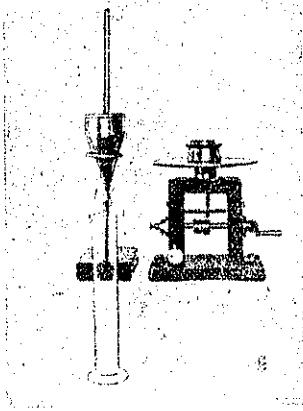
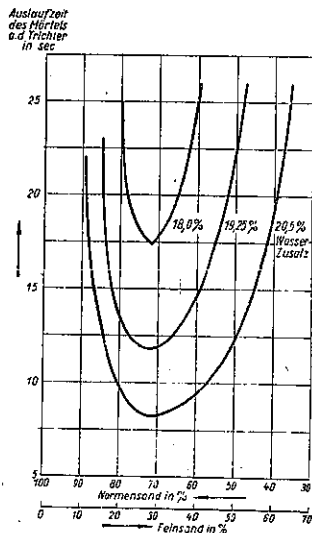


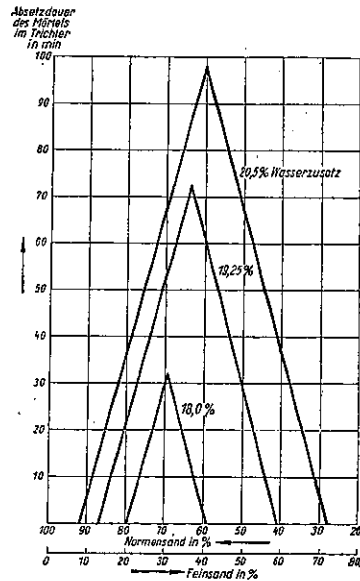
圖-16. 細砂及び水量が 1:3 モルタルの流動性に於ける影響



モルタルが漏斗の下部に沈澱すると、其の流出は止む。圖-17 は種々の細砂量及び水量の 1:3 モルタルに就いて、その沈澱時間に關する試験結果を示す。即ちモルタルの流動し得る限度を示す。之に依ると水量 18% に対しては細砂 30% が最適浮動可能性を示し、沈澱時間 32 分である。同様に水量 19.25% に対して細砂 37%、沈澱時間 72 分、水量 20.5% に対して細砂 40%、沈澱時間 98 分なるを知る。尙配合 1:3 に於て最適浮動可能性は細砂 44%、水量 23.5% で起り、約 2 時間後も尙流出がある。

圖-18 は配合 1:1.3~9.2 (乾燥モルタルに於けるセ

圖-17. 細砂量及び水量の沈澱時間に對する影響

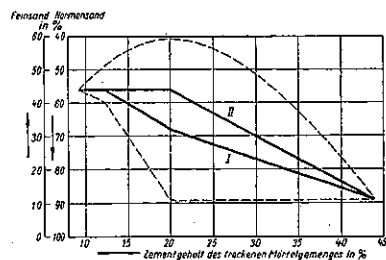


メント量 44~9.8%) に対して最適の流動性又は最大フロー (I-線) を得る爲、又水量 19.25% の際の最適浮動可能性に對し (II-線) 標準砂+細砂に就て其の時々の最適量間の差異を示す。

以上 3 種の施工方法の場合には夫々異なる最微細部分 (セメント+細砂又は添加物) の成分を要することが分る。

4. 添加材として細砂を使用せる例に於て示された結果を他の細粒の材料に移して見る場合には、單位重量が

圖-18.



甚だしく異なることを認める。例へば珪燥土は単位重量 180 gr/l であり之に對し粗粉碎の焙燥爐の鐵滓は 1070 gr/l である。

又添加材の非常に細かい粒の過剰は水の所要量を増し、ウォーカビリチーに對し特に好適とされてゐる細度乃ち 4900孔/cm² の篩に約 4-12% 残る粉碎細度の添加材の過剰より、其の強度に於て減少せしめ、收縮に關して悪影響を與へる。他方粗過ぎる粉碎添加材もウォーカビリチーに不適當である。

依つて添加材を評價する爲には次の事項が重要である。a. 添加材の単位重量, b. 水の分離及び所要量の評價の爲に粉碎細度, c. 水理學的性質の確定の爲に DIN 1165/66 に依る試験。

添加材の第 2 の主群、即ちコンクリートの水所要量を減少せしめる有機的材料に關しては、検討が未だ完成されてゐない。

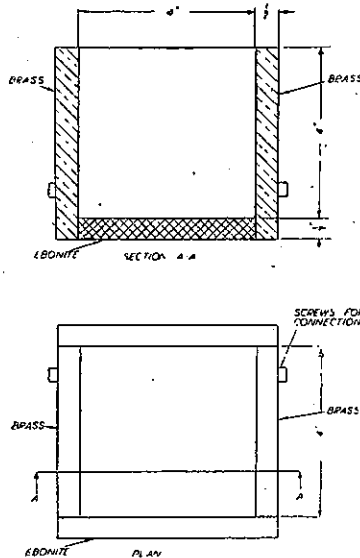
(20) 電気抵抗による砂の含水量測定法

(A. R. Collins, "The Electrical Resistance of Damp Sand" Concrete and Constructional Engineering, August, 1940, Vol. XXXV, No. 8. 服部博太郎抄)

此の實驗は米國の Road Research Laboratory に於て行はれたものであつて、濕砂の電気抵抗はその突き固めの程度及び砂の粒度による以外は主にその含水量に影響される事を利用せるものである。

使用せる容器は圖-19 に示す如く、エボナイト製にして相對する二面は眞鍮とし、これを電極として、電流を通ずるのである。次に砂をこの容器に入れるには、一定の方式で突き固める方法と、ルーズな状態に入れるの

圖-19. 容器

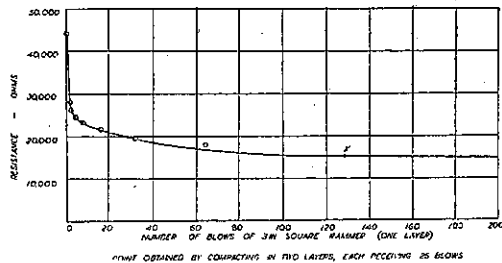


と二方法あるも、實驗の結果後者によるもその誤差は 1% に過ぎない。

電源には 9 ボルト電池を、測定用にはミリアンメーターを使用した。砂自身及び含有水に溶解せる鹽類が傳導度に影響するも、その量は僅少で實際上問題にならない。それで實驗は含水量、粒度及び突き固めの程度による影響の三點に限られたのである。

突き固めの影響：一砂は一定量 (750 gr) を用ひ 3" 角の槌にて (重量 1430 gr) 種々回数突き固めて、各々の抵抗を測定したる結果は圖-20 に示す如くである。突き固め回数の少い中は急激な變化が認められるが、殆んど完全に突き固められると一定値に達する。それで突き固めの影響を無くする爲め種々試験の結果砂を二層に入れ各層に 25 回の突き固めをするを標準としたのである。圖の X なる點は此の状態を示す。

圖-20. 電気抵抗に及す突き固め程度の影響 (含水量 8%)



含水量及び粒度の影響：一使用せる砂の粒度は表-8 に示す如く含水量は 2%-10% のものを用ひた。

表-8. 材料の粒度

Grading No.	Percentage by weight									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Passing No. 100 sieve . . .	3	6	3	3	5	5	5	15	5	—
Between No. 100 and 50 . . .	7	17	30	16	20	12	10	15	60	—
.. 40 and 25 . . .	80	50	45	45	20	30	20	20	20	20
.. 25 and 14 . . .	7	17	15	35	25	15	28	50	10	50
.. 14 and 7 . . .	3	10	7	7	25	28	32	25	5	20
.. No. 7 and 1/2 in. . .	—	—	—	—	5	20	5	5	—	5
Fineness modulus	2.00	2.08	2.93	2.33	2.60	2.89	2.87	2.40	1.50	1.00

此の場合も砂の重量は 750 gr であつて、突き固めの程度は前述の標準程度である。含水量と抵抗との關係は圖-21 に示す如くであり、又粒度と抵抗との關係は圖-22 に示す如くである。圖-22 に於て點が相當散つて居るのは、粒度を通常の方法により計算せる結果と考へられる。且、粒度による抵抗の差は含水量 1.5% による差に等しい。故に實際問題としては粒度不明の砂に於ても實用上不便なき程度の精度を以て、その含水量を決定し得るのである。

實用方法：一突き固め作業は實用上不利なるを免れない故全く突き固めずに行つた結果は圖-23 に示す如くである。これを見ると含水量少き場合に於てもその差 1% に過ぎず且、含水量が多くなるに従つて誤差も減少する。

故に實用上は此の方法で充分であつて、時間も數秒で

足り且相當注意すれば個人的の誤差も此の程度に止めるは容易である。

施 工

圖-21. 突き固めた場合に於ける電気抵抗と含水量との關係

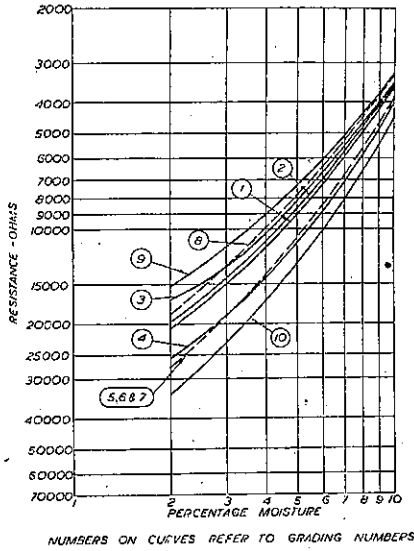


圖-22. 突き固めた場合に於ける粒度と電気抵抗との關係 (含水量 2%)

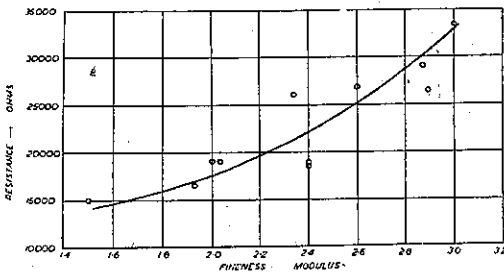
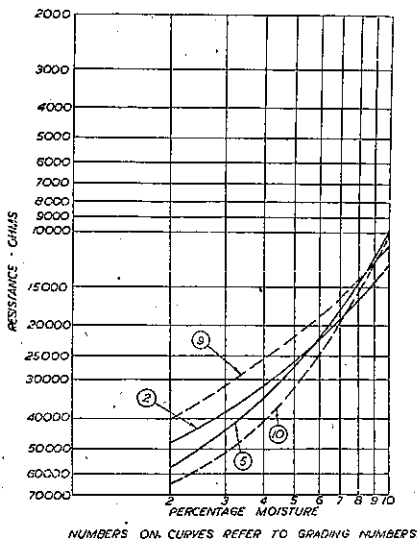


圖-23. 含水量と電気抵抗との關係



(21) 杭の支持力に関する二つの實驗

(“File Bearing Increased by Close Driving.”)
(E. N. R., Aug. 1, 1940 野口勇二郎 抄)

近接して打たれた杭の支持力に及ぼす影響に關する試驗で、3' 間隔に杭を打つた場合各の支持力は 60% 増加した。第二の試驗に於ては上方の土壌の及ぼす壓力が杭打の基礎となつて居る地盤の支持力の増加に如何に影響して居るか明にされた。

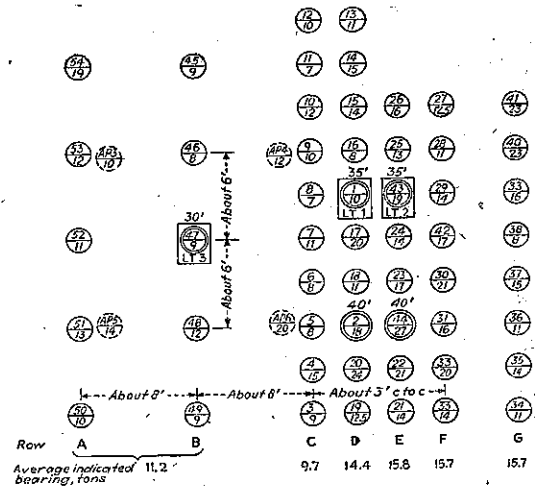
上部 Mississippi 灌漑工事堰堤築造中行はれた杭打に關する試驗であつて、基礎工事に實在する別々の地質に對し二組行はれた。

第一の試驗は木材杭によるもの、第二の試驗は H 断面の鋼製杭に依り行はれた。

木材杭試驗 木材杭は河砂の上に造られた堰堤の一部に使用される。此の部分の上部は最近に水締めの方法により材料を非常に均等に分布して造られた。試驗箇所は堰堤の水叩の部分に設けられ圖-24 に示すのは試験杭の平面圖である。圖-24 の圓内の上部の數字は打込の順序を示す。

第一の杭 (No. 1) は 35' 杭 No. 2 は 40' No. 3 は 30' で之等は相互に充分の距離を置いて打たれたので各

圖-24. 試験杭の配列



の打込杭長は No. 1 及 43 が 35' No. 2 及 44 が 40' である外は全部 30' である。記號 LT は荷重試驗を示す。

AP 3, 4, 5, 6 は No. 47 杭の荷重試驗の爲の碇着杭である。抵抗は強い砂中に打たれた夫々の長さの杭の支持力を表す。No. 4 から No. 41 までの杭は圖示せる間隔で砂を締め固める爲に順次に打れた。かくして No 42~44 の杭を打込む爲の空間は試驗箇所の中央に残された。従て之等の杭の打込抵抗は周囲の杭により締め固

られた砂中の支持力を表す事になる。

圖-24 の圓内の下方の數字は Engineering News 公式により算出せられた杭の支持力を表し各列毎の支持力の平均は下方に示してある。

最初の列 C に於ては各杭は順次にその前に打たれた杭の締固めの影響を受けて支持力を増して居るがその影響は小さいのでこの列の平均 9.7t は弛い砂中に打たれた杭の支持力を表すものとする。次の列 D は土壌の締りにより最初の列 C よりも平均支持力に於て 49% 増加して居る。列 E の平均支持力は列 D より僅かしか増加して居らず列 F 及 G は全然増加して居ない。之は 30' の杭では土壌の緻密化が 6' 以上には及ばず各列は直ぐ隣の列にのみ影響せられる事を示す。

以上土壌の緻密化により杭の支持力が増加すると云ふ結果に對し打込抵抗により計算せられた支持力を確認する爲、又打込後周囲の杭により締固められた No. 1 の 35' 杭と既に周囲の杭により締固められた地盤に打たれた No. 43 の 35' 杭と何れが大きな支持力を持つかを明にする爲に荷重試験 (LT) 1, 2, 3 が行はれた。すべての試験杭は材種、直徑、滑かさ等が一樣である如く厳選されて居る。

荷重は水圧ジャックにより最初は 30t までの荷重を 3 時間かかつて徐々に加へ 6 時間持続し後次第に取除いた、次に 60t の荷重が 3 時間で加へられ 6~7 時間持続した後徐々に取除いた。試験の結果は次の如くである。

No. 1 杭は 0.12" の沈下で 30t の荷重に耐え降伏點直前で 40t の最大荷重に耐えた。No. 43 杭は 30t で 0.08" の沈下を起し降伏點直前では 60t であつた。No. 47 杭では 30t で 0.22" の沈下、最大荷重 35t であつた。此處で云ふ降伏點とは沈下の割合の急激に増加する點である。

上の試験により短間隔 (3') で弛い砂の中に打たれた 30' 杭は支持力を 60% 増す事が判明した。此の場合の最大荷重と Engineering News 公式の示す値との比は可成一定で上の三つの試験では平均して 3.7:1 であつた。

鋼杭に依る試験 ローラーゲートの一部は圖-25 に横斷を示す如き 10~15' の沈泥層上にある 50' 厚の砂層の上に造られる。

この沈泥層は少しでも荷重を加へれば當然沈下を起すものであるから鋼杭に於て沈泥より上の砂中にある部分に對しては全然支持力を求める事は出来ない。それ故常時 30~40t 非常時 45~50t の設計荷重を支持する爲には杭を沈泥層以下何' 達せしめたら良いかを決定するのが本試験の目的であつた。杭は 12 @ 53 lb の鋼製杭を採用した。

試験杭は單獨では又特に短時間の荷重では沈泥層上の砂の支持力に影響せられるので圖-25 に示す如き工夫

を用ひた。

即ち内徑 19" 厚さ 3/8" の鋼管外枠を上部砂層を通じて充分深く打ち込み内部の土砂を取除いた後杭を打つた。

又同じ杭が外枠なしに 15' 離れて打込まれた。之は試験杭と勿論外枠なしに打たれる永久杭との間の支持力の關係を求める爲である。

各の試験杭は二箇の 100t 水壓機により同時に荷重せられた、荷重試験は二通行はれた。第一は荷重を 6 時間で 48t に達せしめ 20 時間放置し 4 時間で取除いた。第二は 96t の荷重を 20 時間かゝつて加へ 17 時間放置し 6 時間で弛めた。

試験の結果は外枠のない杭では 92t で 0.25" の沈下を生じ外枠中の杭では 74t で 0.25" の沈下を生じた。後者の杭に就いての荷重沈下曲線は圖-26 に示す。この沈下量の内基礎砂層までの杭長の至による短縮を補正すれば圖-26 に示す如く底部 10' に於ける杭の沈下量は 96t で僅かに 0.10" となる。

杭打抵抗よりすれば枠中の杭の支持力は驚くべく小さい、Engineering News 公式によれば安全支持力は僅か 10t となる。しかも實際には 96t の荷重に長時間耐えたのである。

比較的短い打込長で異常に高い支持力を有する理由は勿論 57' にも及ぶ土被りの壓力が杭の周囲の土壌に作用するからである。打込終了後沈泥層中の流動により壓縮力の再分布が始まり一週間後荷重試験を行つた時には既に 57' の砂及沈泥の全壓力が働いて居たのである。

圖-25. 外枠中に打たれた試験杭

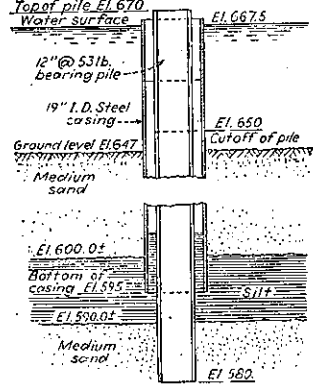
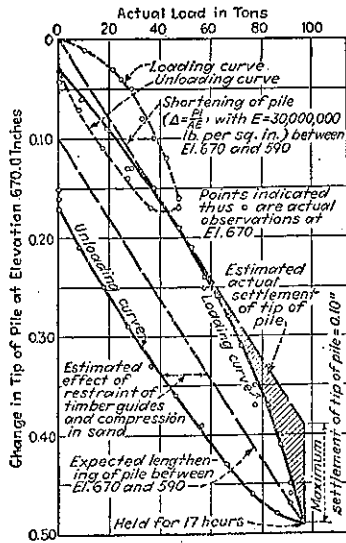


圖-26. 枠中の杭の荷重-沈下曲線この杭は取直上下部 30' のみ基礎地盤中に支へられて居る。



最後に上述の試験結果により設計せられた木材及び鋼製杭は試験と、大體一致せる沈下量を以て堰堤を支へて居る。

(22) 杭床基礎の簡易計算法

(K. Förster, "Vereinfachte Pfahlrostberechnung," Der Bauing. Heft 11/12, 24. März 1939, S. 141~146. 布施敏一郎 抄)

本研究は全て二次元の體系に付て行つたもので、實用上では大體これを以て充分なりと見るも差支へない。全ての杭は、切断面即ち紙面に平行なりとする。奥行に制限のある構造物にあつては、杭の配列は中央切断面に關して對稱でなければならぬ。

實際上から橋脚、堰柱、岸壁、突堤其他類似構造物の基礎に見られる杭打部の配列様式を三つの群に分ち、その各場合に付て檢討する。即ち静力學的な考へ方より

- a) 杭打部が二群に分れ、個々の杭は各群に於て夫々互に平行なる場合。
- b) 杭群全體が鉛直中心軸に關して對稱形に配置されてゐる場合。
- c) 一般には二次元體系をなし、各杭の向きは三方向以上にして且その配列が非對稱なる場合。

以上各場合を通じ、杭上の構造物は、杭自體に比する時完全剛體と見做して不可なく、従つて、その變形は杭の撓みに對して省略し得るものとする。

上部構造及び基礎地盤中に杭を配置するに當り各場合を通じて、計算の基本となるべき根入の固定状態を特に吟味した上、これに對して判定を下すことが必須となる。同様に、基礎の深さと、成層状態から明かとなるべき杭の長さは、力の配分及び杭頭の假想的沈下の影響を考慮に入れる必要上、基礎土壌の調査と相俟つて、根本的な計算に取りかゝる以前に豫めこれを定めておかなければならぬ。

土質力學の假定する所は、杭の長さと、杭頭の沈下量との間には嚴密な比例關係が存在し、且この一事は力の配分状態にとつても決定的である、となすことである。然しながら、多種多様の土壌の状態に對して、此等二つの假定を近似的に設けることは望まれないから、その適用範圍を或る特殊の場合、即ち杭尖端の沈下が極く微量にして、而も一樣に起るものと考へ得る如き場合に限定する。このことは、次の如き二種の狀態、即ち略全荷重が杭尖端を通して頗る硬質の地層に傳はり、尖端が茲に大なる抵抗を生じて沈下を阻む場合か、然らずんば杭にかかる荷重が唯杭表面の摩擦抵抗によつてのみ支へられ、實質上の尖端沈下を起すことなく押固められた地層に傳はる場合の何れかを意味してゐる。

本精密計算の長所と爲し得る所は、個々の杭の擔當すべき荷重の割當を明示し、以て從來、杭群を大東に分つ

てその各々に荷重を分擔させた爲に結果する不明瞭性を除去した點にある。

杭の配置様式に従つて前記考察の根本を爲すべき根入固定の度合に應じ、次に示す四種の異つた假定の下に計算が行はれた。即ち、杭が

- 1. 上部構造、基礎双方に鉸結。
- 2. 基礎に固定、上部構造に鉸結。
- 3. 上部構造に固定、基礎に鉸結。
- 4. 上部構造、基礎双方に固定。

上部の鉸結點或は固定點は、理論的には常に上部構造の下縁の高さに在る。下部の鉸結點或は固定點の位置が、押固められた土壌の性質如何に係つてゐるのは論を俟たない。杭が、軟質にして殆ど支持力を有せざる地層中を押し抜けて堅硬な基礎地盤にまで達する場合、理論的の支承點は、杭の尖端附近に在り、所謂「杭の有効長」は、實長と一致する。これに反して、杭の支持力が専ら杭の表面摩擦によつて得られる場合は、理論的の支承點は、杭尖端の上方若干の箇所に在る。杭の單位長に作用する摩擦力の値が、杭頭に於る 0 より、杭尖端に於る最大値に至る間直線的に増加するものとすれば、荷重 P に因る杭の軸方向の彈性短縮は、

$$\Delta = \frac{1}{E \cdot F} \cdot \frac{2}{3} \cdot L \cdot P \dots\dots\dots (1)$$

茲に L は杭の長さ、 F は斷面積、 E は杭材の彈性係数を表はす。之より、杭の全表面にて支持さるゝ場合の「有効長」はその實長の $2/3$ に當ることを知る。

鉸結構造として考へらるゝ場合、杭がその軸に垂直な方向に起さんとする彎曲に對する土壌の側面抵抗は、たとひ生じたとしても、省略し得る程度のものと考へられる。然るとき、外力に抗するものは唯杭の軸方向に作用する力のみである。これに反して、基礎土壌中に固定せられるとなす場合には、杭の側面抵抗は存在し、杭軸上の或る定つた一點に作用するものと見做すことが出来る。即ちそれは、杭に垂直なる一力と、固定端曲げモーメントとの合成である。固定點の位置は唯基礎の土質力學的判定と關聯せる靜力學上の考察を基としてのみ、之を決定し得るに過ぎない。

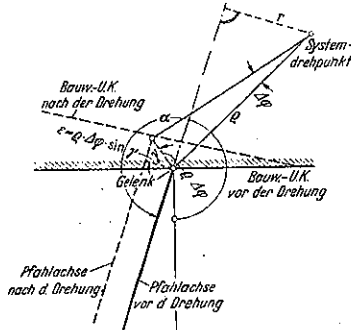
上部構造に作用する全ての外力を分解して、任意に選び得る一點に作る一合成力と、同點に關する一廻轉モーメントとを以て表はし、杭打部體系の所謂、廻轉中心(又は同心 Systemdrehpunkt od Nullpunkt)を選定するのが、最も妥當である。然るとき、該單一力は構造體の平行移動を來し、該モーメントは廻轉中心の周圍に廻轉を生ぜしめる。結局本問題の一般部分は、杭打部體系の廻轉中心を決定することに歸着する。

杭打部が二群に分れる場合(前出 a の場合)の廻轉中心は最も簡単に求められる。この際杭の固定モーメントは何等考慮に容るゝを要しない。廻轉中心は兩杭群の

重心線の交点となる。

同心を通つて作用する一外力は、各群の杭の長さが相等しいものとすれば、その各々の方向に力の成分として分解され、個々の杭の断面積に應じて配分される。断面積相等しい場合には、従来通り、該分力は杭の數で除して求め得る。

圖-27.



同心に於ける一同轉モーメント M に因つて生ずる杭の荷重は次の如き方法に依つて極く簡単に求められる(圖-27 参照)。

今該モーメントが、同心の周圍にて、 $\Delta\varphi$ だけの回轉を生ぜしめたものとする。これに伴ふ杭の長さの變化量は

$$\epsilon = \rho \cdot \Delta\varphi \cdot \sin \gamma = r \cdot \Delta\varphi.$$

茲に ρ は同心より杭頭に至る動徑。 r は同心の杭軸よりの垂直距離を表す。この長さの變化によつて杭中に生ずる力は

$$P_M = \frac{E \cdot F}{L} \cdot \epsilon = \frac{E \cdot F}{L} \cdot r \cdot \Delta\varphi.$$

全ての杭應力によるモーメントは、零點の周圍の回轉モーメントに相等しかるべきことより、

$$M = \sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot r^2 \cdot \Delta\varphi$$

従つて、個々の杭に生ずる應力は

$$P_M = \frac{E \cdot F \cdot r}{L \cdot \sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot r^2} \cdot M \dots \dots \dots (2)$$

モーメント M の向きが、時針と同方向なる場合を正、杭の應力が壓力なるときを同様正と定むれば、 r の値は、零點から杭軸へ下した垂線が右方に向ふ場合が正、左方に向ふ場合が負となる。圖-27 は r が負のときを示す。

各杭の寸法、材質共全て相等しい場合、同心に於る外力 P 並びにモーメント M によつて起きる、個々の杭の應力は、杭群 A 及び B に對し、夫々次式を以て表はされる。

$$P_A = \frac{R_A}{n_a} + \frac{r}{\sum r^2} \cdot M \dots \dots \dots (3a)$$

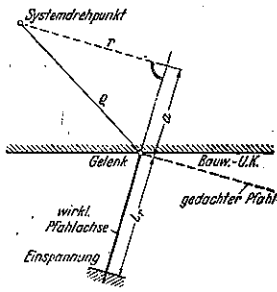
$$P_B = \frac{R_B}{n_b} + \frac{r}{\sum r^2} \cdot M \dots \dots \dots (3b)$$

茲に n_A 及び n_B は夫々、各群に屬する杭の數を表はし、且 $\sum r^2$ なる總和は、 A, B 兩群 M で加算すべきである。分力 R_A 及び R_B は、各群に於て夫々壓力を生ずる場合を正に取るものとする。

根入固定となす場合に於ては、杭の數が比較的大にして且同心の周圍に於る回轉モーメントが可成りに小なる限り、固定の影響を計算上考慮に入れぬを常とする。之に反して輕簡なる杭打基礎にては $\sum r^2$ の値が小となる結果、該モーメントは同群中の各杭に著しき撓みと杭力の符號變換とを生ぜしむる。この場合、杭の應力は、「軸方向力を伴つた撓み」として求められる。端を固定せる結果として、杭には剪斷力を生ずるが、これが柱體並びに杭群に及ぼす影響は所謂「假想杭」の方法によつて簡単に計算に導入せられる。

先づ屢々實例に見らるゝ前記第二の場合、即ち根入固定、上端鉸結の場合を取上げて見よう。この場合實際の杭を兩端鉸結と見做し、「假想杭」をして、實際の杭と直面をなす如く構造物下縁に於て鉸結せしめるものとするも、構造體に及ぼす全體としての影響は何等變更を來さないことが實證し得る。圖-28 はこの關係を示す。

圖-28.



斯くて假想杭は、根入固定によつて生じた剪力を、これが上部構造に傳達される接合點に於て補充する。材質並びに断面積が共に不變なりとせば假想杭の長さはこれを次の如く採る。

$$L_1 = \frac{1}{3} \cdot \frac{F}{I} \cdot L r^3 \dots \dots \dots (4)$$

茲に E 及び I は夫々實際の杭の断面積及び慣性モーメント、 $L r$ は構造物下端より固定點に至る杭の有効長を表はす。 L_1 の値は次の如くして求めらる。圖-28 に於て構造物が同心の周圍に微小な回轉 $\Delta\varphi$ を爲した場合、杭頭に於て、假想杭を通じて P_1 なる側方向の力を生ずるが、これは恰も下端固定の實狀態にて片持梁と見做さるゝ實際の杭が $\Delta\varphi$ なる撓位をなすに要する荷重の大きさに等しかるべきである。即ち

$$H = \frac{3 \cdot E \cdot I}{L r^3} \cdot a \cdot \Delta\varphi = P_1 = \frac{E \cdot F}{L_1} \cdot a \cdot \Delta\varphi \dots \dots \dots (5)$$

この曲げ應力が更に軸應力に添加せられる。上端固定下端鉸結の際には、土の側面抵抗力の中心に設けるべき假想杭の長さは前同様次式より求むる。

$$L_2 = \frac{1}{3} \cdot \frac{F}{I} \cdot L r^3$$

實際の杭の片持梁としての側面荷重は圖-29 より

$$P_2 = \frac{3 \cdot E \cdot I}{L_r^3} \cdot (a + L_r) \Delta \varphi = H \dots \dots \dots (6)$$

上下両端共固定された場合には、これを両端鉸結の状態に置換する爲、二本の假想杭を附加するを要する。これらは實際の杭の軸に垂直にして且、互に等断面に採る。上部假想杭は前記と同じく構造物下縁に位置しその長さは

$$L_1 = \frac{1}{3} \cdot \frac{F}{I} \cdot L_r^3 \dots \dots \dots (7)$$

下部假想杭は構造物下縁より下部固定點に至る距離の 2/3、即ち有效長の 2/3 の箇所に設け、その長さは

$$L_2 = \frac{1}{9} \cdot \frac{F}{I} \cdot L_r^3 \dots \dots \dots (8)$$

平行移動の際には、二本の假想杭は相等しき變形を起すが故に、兩者を合して一となし得る。斯る場合の杭の所要長さは

$$L' = \frac{1}{12} \cdot \frac{F}{I} \cdot L_r^3 \dots \dots \dots (9)$$

位置は構造物下縁と下部固定點との中間で、矢張り、杭軸に垂直の方向を保つものと考へらる。

同心周囲の回轉 $\Delta \varphi$ により、二つの假想杭の應力 P_1 及び P_2 の和としての側面力 H 並びにモーメント M を生じ、これらは構造物に傳達せられる。

$$H = P_1 + P_2 = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L_r^3} \cdot \Delta \varphi \cdot \left(a + \frac{1}{2} L_r \right) \dots \dots \dots (10)$$

$$M = P_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot L_r = \frac{6 \cdot E \cdot I}{L_r^2} \cdot \Delta \varphi \cdot \left(a + \frac{2}{3} L_r \right) \dots \dots \dots (11)$$

一般的には、假想杭群は、第三方向をなす杭群を形成するを以て、杭中の直應力は二方向の杭群のみに適用された上記方法によつては計算し得ない。之に代るべき計算法を以下述べるが、この際杭の配置が中心軸に關して對稱なるか、或は二次元體系なるかを區別するを要する。

鉛直軸に關して對稱に配置せられた杭打基礎に於ては、同心は計算より求められる。對稱軸中に鉛直下方に向つて x -軸を採り、柱體下縁に沿つて右方向を正に y -軸を採る時は、對稱軸上に於る同心の原點よりの距離は

$$\alpha_1 = \frac{-\sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot y \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot \sin^2 \alpha} \dots \dots \dots (12)$$

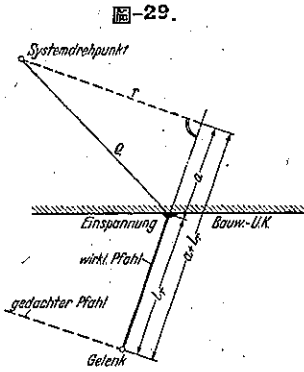


圖-29.

此の中、角 α は反時針方向を正に採り、 y は杭軸と y -軸との交點への距離を表はす。各杭の長さ、断面積、材質等が相等しい場合には、

$$\alpha_1 = -\frac{\sum y \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\sum \sin^2 \alpha} \dots \dots \dots (13)$$

杭の荷重を定めるには、外力を分解して夫々原點を通る鉛直並に水平方向の分力 H' , V' となし、同時に原點周囲のモーメント M を求めるを可とする。然るとき、杭の荷重 P は夫々 H' , V' 及び M による部分荷重の和となり、

$$P = P_H + P_V + P_M$$

即ち、一般の場合は

$$P = \frac{\frac{E \cdot F}{L} \cdot \sin \alpha}{\sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot \sin^2 \alpha} \cdot H' + \frac{\frac{E \cdot F}{L} \cdot \cos \alpha}{\sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot \cos^2 \alpha} \cdot V' + \frac{\frac{E \cdot F}{L} \cdot r}{\sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot r^2} \cdot M \dots \dots \dots (14)$$

杭の諸要素が相等しい場合は、

$$P = \frac{\sin \alpha}{\sum \sin^2 \alpha} \cdot H' + \frac{\cos \alpha}{\sum \cos^2 \alpha} \cdot V' + \frac{r}{\sum r^2} \cdot M \dots \dots \dots (15)$$

固定杭に對しても「假想杭」を實存の杭の如く考へて、上式をそのまま適用し得る。

式 (15) より自明の如く、大なる水平力を負荷すべき構造物に對しては、斜方向の杭を多數要し、且その傾斜角は可及的に大となすを利とする。大なる回轉モーメント M を伴ふ場合には、加之 $\sum r^2$ の値が充分大でなければならぬ、即ち基礎の擴大といふ結果になる。 $\sum r^2$ が過小なれば、有害な曲げ應力を容易に生起する。同様な論據により、各杭群の中心杭が略一點にて交はる事を避け、以て斯る構造に於けるモーメント算定上の明確性を保つことにも留意せねばならぬ。

次に一般二次元體系を考へ、構造物をして 1 なる大きさの (實際には 1 cm) 水平小變位を生ぜしめたものとせば、杭の反力は

$$P_H' = \frac{E \cdot F \cdot \sin \alpha}{L} \dots \dots \dots (16)$$

之に對應して鉛直單位變位を生じた際には

$$P_V' = \frac{E \cdot F \cdot \cos \alpha}{L} \dots \dots \dots (17)$$

これら杭力の合成力 R_H 或は R_V は單一力 P_H' 或は P_V' より力の多角形及び連力圖を用ひて圖式的に求め得る。 R_H 及び R_V の交點は即ち同心である。該點の周りのモーメントは杭荷重

$$P_H = \frac{\frac{F \cdot F'}{L} \cdot r}{\sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot r^2} \cdot M \dots\dots (18)$$

を生ずる。

今、構造體に一外力を作用せしめ、之を H' 及び V' を以て表はし、且その着力點は R_H 及び R_V と同一にして力の向きは反對とする、然るとき、この場合の杭の反力は

$$P_H = \frac{H'}{R_H} \cdot P_{H'} = \frac{E \cdot F}{L} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{H'}{R_H} \dots\dots (19)$$

及び

$$P_V = \frac{V'}{R_V} \cdot P_{V'} = \frac{E \cdot F}{L} \cdot \cos \alpha \cdot \frac{V'}{R_V} \dots\dots (20)$$

R_H 及び R_V は圖式的に求め得るを以て H' 、 V' の任意の値に對して杭力を見出し得る。斯くて杭中に於ける總力は、

$$P = \frac{E \cdot F}{L} \cdot \left(\frac{H'}{R_H} \cdot \sin \alpha + \frac{V'}{R_V} \cdot \cos \alpha + \frac{r}{\sum \frac{E \cdot F}{L} \cdot r^2} \cdot M \right) \dots\dots (21)$$

M 及び r の正方向は前記と同様であり、 H' 及び V' は R_H 及び R_V と相反する方向を以て正と定む。全ての杭の寸法、材質が相等しいときは、水平、鉛直の兩變位が $\Delta = L/E \cdot F$ なる場合に對應して生ずる力 $P_{H''} = \sin \alpha$ 及び $P_{V''} = \cos \alpha$ を、力の多角形及び連力圖に於ける力線として示すことを得る。この場合は

$$P = \frac{H'}{R_H} \cdot \sin \alpha + \frac{V'}{R_V} \cdot \cos \alpha + \frac{r}{\sum r^3} \cdot M \dots\dots (22)$$

斯る一般の場合に於ては、 R_H 、 R_H' 、 R_V 及び R_V' は夫々水平力及び鉛直力を表はすものではなく、水平或は鉛直方向の變位の結果として生じた杭力の合成力に他ならない。これら合成力の方向が夫々水平或は鉛直をなすのは特殊の場合に限られる。即ち例へば斜方向の杭群を對稱に配列した場合がそれである。但しこの際任意数の鉛直杭が不對稱をなしてその近傍に存在するも差向へはない。

堰 堤

(23) Wolga 河の Kujbyschew 堰堤計畫

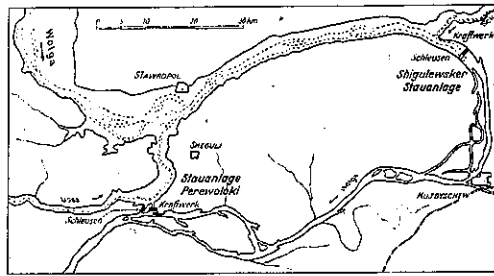
(H. Saller, "Die Wolga-Stauanlage in Kujbyschew." Bautechnik Heft 42, 1940. S. 486-488. 福田秀夫 抄)

Wolga 河は近年水力發電の目的のために、諸所に堰堤が計畫せられたために、その第一目的であつた舟運・灌漑に必要な水量が減少してくる。即ち上流の Iwan-kowo 堰堤は 1937 年に竣工し、その下流の Uglitsch

及び Rybinsk の堰堤は 1942 年に着工せられる。

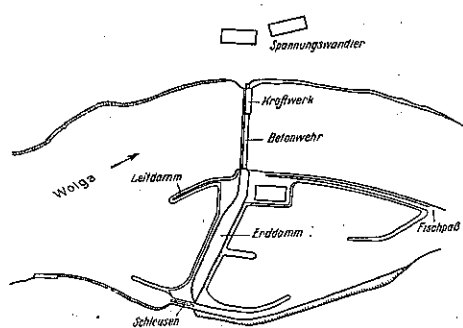
更にそれに次で Balancha, Jsheboksary の堰堤があつてから、Kujbyschew の堰堤が作られる。この地點は昔は Ssamara とよばれてゐた所で、Wolga 河は大彎曲をしてをり、延長は 160 km で景勝の地である。本計畫に於ては、右岸側にある Ussa 河を利用して捷水路を作り、Kujbyschew の下流 70 km の所の Pere-woloki 附近で本川に合せしめるが、この開鑿工事に當つては、約 2 km の間は Wolga 河と Ussa 河の分水嶺をなす岩石地帯があつた。この工事によつて、落差を 6 m 得て、之を水力に利用することが出来、一方舟運は 3 段の閘門によつて行はれ、この閘門の延長は 290 m 幅員は 30 m である。

圖-30. Kujbyschew 附近平面圖



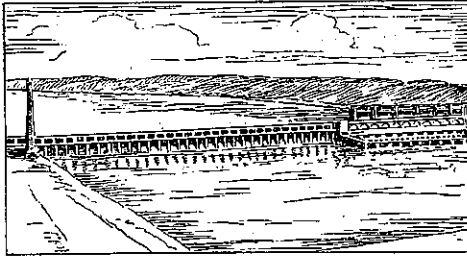
Kujbyschew の上流約 27 km の Shigulewski の工事は Perewoloki の工事に密接な關係がある。この地點は砂岩及びロームの層が 200 m の深さにも達してゐる。この Shigulewski の水力發電所は左岸側にあつて、延長は 435 m、175 000 kw のカプラン水車を採用し、そのランナーの直徑は 10.5 m、垂直軸の高さは 1.7 m で

圖-31. Shigulewski 堰堤計畫平面圖



水車の全重量は 1 300 t である。コンクリートの可動堰は延長 950 m で、幅、35 m の水門 23 連よりなり、之だけでも、40 000 m³/sec を流下出来るが、發電所と合すれば 75 000 m³/sec に及んでゐる。コンクリート堰についで土堰堤があつて、延長は 2 500 m 高さ 45 m 底幅 600 m、土量 48 000 000 m³ で、この右側には 2 つの閘門があり、その最大水位差は 30 m で世界第一のものである。

圖-32. Shigulewski のコンクリート堰及び発電所



又 Perewoloki の計畫は 2 期に分かれてゐるが、Ussr 河の南側に Shigulewski の発電所と同様の Kaplan Turbin 7 臺を据ゑ、又復開によつて Wolga 河と連絡してゐる。即ち Perewoloki の工事は航路延長を短縮するの最大目的である。

Kujlyschew の水力発電所を今、北米合衆國の水力発電所と比較すれば、

発電所	発電力	年供給量
	單位 1000 kw.	單位 10 ⁶ kw.h.
Grand Coulee	1 800	12.0
Boulder Dam	1 300	5.8
Niagara	1 150	5.0
Jennessee	660	5.0
Bonneville	430	2.5
Kujlyschew	3 400	15.5

かくて Kujlyschew の堰堤計畫によつて、Wolga 河の水位は最大時 31 m 上昇し、その背水は 600 km で Jscheboksary に及び Kama 河へは約 200 km 影響し、又 Wolga 河の水深はこの堰堤によつて、人工的に Kosmodemjansk 迄 5 m に保たれる。所謂 Kujlyschewsker Meer はその面積は Omega See より幾分狭いだけで、貯水量は 12 000 000 000 m³ に及び、その下流より Wolga 河口 Astrachan 迄の水深を 3 m に維持出来るが、このためには多くの村落は移轉を強要せられ、その人口は 215 000 人に達する。

Kujlyschew 発電所の 1kwh 當りの工費は 0.73 kop (=1.5 Pf) で、この発電所によつて、ヨーロッパロシアの配電網は非常に潤滑となつて、Moskau, Gorky, Iwanowo, Ural 及び下流の建設地帯、更に Donez-Dnjepr の地帯にも利用される。即ちその電力の 1/3 は 900~1 000 km の遠きに運ばれるが、之は未だ曾つて見られぬことで、その電流も 440 kv であつて、之に比較して Boulder Dam では 435 km 287.5 kv である。

本計畫は Wolga 河下流左岸の灌溉計畫とも大いに關係があり、又この地方の遅れてゐる工業方面、殊に化學工業・機械工業は發達すると思はれ、化學工業は年 2 000 000 000 kwh, 機械工業は年 1 300 000 000 ~ 1 500 000 000 kwh を使用出来るからアルミニウム、マグネシウム等の大工場は建設されることとなり、又 Wolga 河と Ural 河の間は揮發油の大産地である。更に鐵道に対しても年 1 000 000 000 kwh の電力により 1500 km の區間の運轉が出来る。尙舟運は 1952 年に

は Kujlyschew の閘門を通過する貨物量は 80 000 000 t と豫想せられ、揮發油、木材、石炭、建築材料、肥料、化學製品、鹽、鑛産物を主なるものとする事が出来、之に對して Wolga 河及び支川 Kama 河に沿つて、Kujlyschew より Kosmodemjansk 迄に 93 箇所の港灣を豫定し、その工費は 600 000 000 Rubel に達し、又改良工事・船舶建造のためには 400 000 000 Rubel が豫定せられてゐる。

下 水 道

(24) 織物工場廢水處理

(C. W. Mengel, "Textile Waste Treatment,"
Sewage Works Journal, July 1940.
野中八郎 抄)

North Carolina 州 Greensboro 市の廢水處理場の建設内容は次の通りである： 生下水水量計、粉碎機、沈砂槽、混和槽、フロキュレーター、最初沈澱槽、曝氣式曝氣槽、最終沈澱槽、汚泥消化槽、瓦斯タンク、汚泥洗滌槽、汚泥真空濾過機。處理場操作は大なる伸縮性を有し、處理場の各單位は實際上任意に by-pass せられ得る様配置されて居る、そして又數個のフロキュレーター、最初沈澱槽、曝氣槽に最終沈澱槽は或は並列に或は直列に操作し得る様になつて居る。處理場容量は 6.5 m g. d. で此の下水水量に對し最初沈澱槽、曝氣槽、最終沈澱槽の設計滯留時間は夫々 2.5, 6 及び 3 時間となつて居り、又消化槽容量は 1 人當り約 2 呎³ である。

處理場開設後最初の 6 ヶ月は専ら家庭下水のみ取扱はれ、此の間正規の促進汚泥處理場操作法が採られ、汚泥は消化、洗滌後真空濾過された。浮遊物質並に B.O.D. の平均除去率は夫々 93.0% 及び 92.3%。送氣量は下水 1 ガロン當り 0.74 呎³ であつた。家庭下水のみ處理中は格別の困難も經驗せられなかつた。

4 つの織物工場が遮集渠に連絡して居り、之等の工場から織物工業に於て名のある殆んど有り且凡ゆる種類の染料や處理廢液が下水渠に放流せられて居る。之等工場の持主は處理場費の一部を醸出し且直接染料廢液處理に充當せらるべき藥品費を支拂ふ事になつて居る。

工場廢水は一旦集水池に集め然る後下水渠内の家庭下水水量に應じてその放流量を調節し得る様調節装置に流過せしめる。混合廢水處理の正常操作は次の手順を踏んで行はれる： pH 調整のための硫酸及び沈澱劑としての明礬の注加、混和、攪集、沈澱、曝氣、最終沈澱。色相が異常ならざる時は攪集は省略す。工場廢水が取扱はれざる時の流出下水は清冽安定であるが、夥量の廢水が處理され居る時は流出下水は澄明なるも多少琥珀色を帯びる。汚泥に對する廢水の影響は直接的で判然として居る。促進汚泥は直接曝氣槽に返送出來ず、再曝氣設

備を必要とした。かくして始めて促進汚泥のバルキングを防止出来、良好な流出下水を得た。尤も送気量は 1.5 呎³/ガロンに増加された。餘剰促進汚泥は最初沈澱槽への返送不能で之を消化槽に揚泥するに先立ち豫め洗滌並に濃縮した。消化汚泥の性質は、消化汚泥を真空濾過する爲め洗滌後豫め準備処理する爲めの過鹽化鐵注加量が 8% から 12% に飛躍した位一變した。處理場作業費は、生下水に注加される薬品費を除き、家庭下水のみ處理する爲めには平均 \$ 11.59/m.g.d., 混合廢水處理の爲めには同じく \$ 18.54/m.g.d. 硫酸及び明礬の経費は平均 \$ 46.32/m.g.d. で此の薬品費は工場主に於て負擔するものである。

2 年間の操作経験より著者は織物工場廢水と家庭下水の混合 (比率 1:10 程度) 處理に對し次の如き結論を下した。

1. 凝集並に最終沈澱に對する一般設計基準は、家庭下水に對すると同様に混合廢水に對しても適用し得るものゝ如し。最初沈澱槽の滯留時間は 4 時間に増加せらるべきこと。
2. 曝氣槽に於ける滯留時間は 6 時間にて充分なるも但し混合廢水 1 ガロン當り 2 呎³ の空氣を供給し得る設備を設くべき事。
3. 消化槽容量は増大せらるべき事。
4. 廢水促進汚泥を消化槽に投入するに先立ち、豫め濃縮する爲め泥濃縮槽を設置すべき事。
5. 返送促進汚泥の再活性化の研究がなさるべき事。
6. 自動薬品注入装置に依る生廢水の積極的 pH 調整が準備せらるべき事。
7. 腐蝕の事實あり、依て容易に取替へ又は耐蝕的ならしめ得る簡單なる設備を設計する要あり。
8. 高級技術者の存在が不可欠。
9. 工場側の協力は必須條件。
10. 在來處理場の正確なる作業記録と共に一層廣汎なる研究が要望せられる。

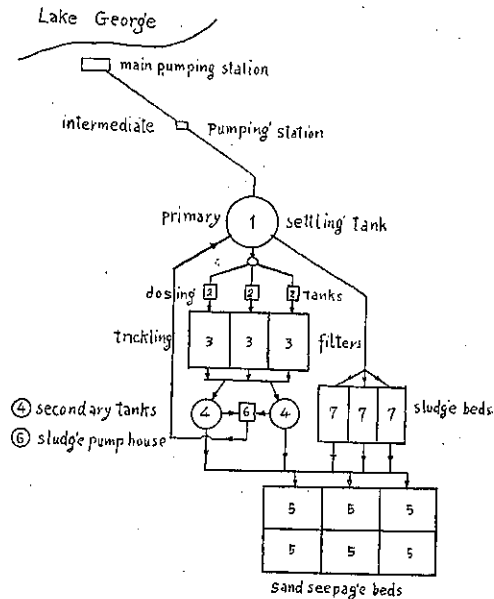
(25) 避暑地の下水處理

(M. Vrooman, "Complete Sewage Disposal for A Small Community." Water Work and Sewerage, march 1940, 田村 康抄)

北部 ニューヨーク 州の避暑地 ジョージ湖畔ではこのほど下水道及下水處理場が當村の事業に依つて完成された。

此の地の常時人口は 1500 人であるが盛夏には 5000 人となり爲に下水量は 3 倍に増加する。斯様な負擔の増減に應ずるため本處理場は三區分に分割設計されて居り、設備、操作に經濟的成果を得充分な處理を完うしてゐる。冬季には揚水量少く處理場設備は全體の三分の一しか使用されない。

圖33. レーク、ジョージ處理場の配略略圖



下水幹線の埋設延長は街路、湖岸沿ひに約 10 哩であるが排水地帯は湖岸に向つて下り勾配になつてゐるので湖畔を流集地點と定め此處に唧筒場を設けてゐる。處理場敷地の地盤高が海拔 500' で湖岸の地盤高より 180' も高く、200' の揚程に對する標準の下水唧筒はあり得ない。そこで中繼唧筒場を處理場と唧筒場との落差の中間に設けて居る。

處理場 本處理場は 500 000 ガロン/日の下水量に對して設計されたもので第一次沈澱槽、消化槽各 1 箇、溢流槽、撒布濾床各 3 箇、第二次沈澱槽 2 箇、自然砂層濾床 6 箇よりなり、其他汚泥唧筒室及 3 箇の汚泥床を備へてゐる。

第一次沈澱槽 (No. 1) はイムホフ型の二階式槽で中繼唧筒場からの鹽素投入下水を受け内徑 36' 深 29' の圓筒型である。

溢流槽 (No. 2) は 3 箇を設備し最大流量に對し全水面積 48 平方呎を使用するもので其の時噴口の水頭は 7.2' である。冬季には 1 箇のみ使用し操作の伸縮性を持たしてゐる。

撒布濾床 (No. 3) 濾床は 3 箇に分かれ總面積 12 900 呎² 各床の深 6' で下水は口徑 3/4" の固定噴口より噴出される。長孔を穿つた半圓形陶管と傾斜床は空氣接觸して淨化した下水を中央の排流導水渠に流集する役目をなす。此の導水渠は斷面寸法約 3 1/2' x 4'。3 箇の導水渠には各弁を設け床の満水に備へる。斯様に床を満水せしめることによつて繩の生成を阻げる。

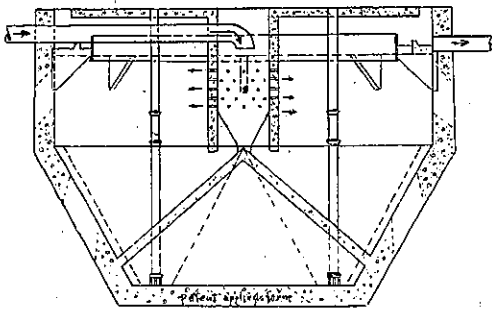
冬季には撒布濾床 1 箇及其に附屬する溢流槽 1 箇だけを使用すれば足る。凍結に對する防備として高 5' の脚立を濾床の頂邊に置き 1 1/2" 厚の荒板をゆるく乗せて

被覆する。此の工夫により外側が零下 18°F の時に床上被覆内では 36°F を保ち得てゐる。

新案第二次沈澱槽 (No. 4), 撒布濾床を経た流出下水は導水管により 2 箇の第二次沈澱槽に流入する各槽とも内径 22' 全深 14' で流入下水は中央圓筒内の小孔を通じて流入する。

此の設計は新案の改良型で汚泥流集隔室をその特徴とする。各槽の底部は 3 箇のコンクリート造三角プリズムを形成し圓形物を集中せしむるに効果を得てゐる。即ち 60 度の側面傾斜をなすプリズム體は相寄つて下部に至り一點の底を形成し此處で固形物を其の最も密

圖-34. 第二次沈澱槽



集した時に除去するのである。此の設計は淤集機構掃拭機構を必要とせず又不經濟にして役にも立たぬ核形構造の築造に及ばず構造上及操作上に大なる福利を示すものである。

自然砂層濾床 (No. 5), 第二次沈澱槽から流出した下

水は最後處理として此の濾過床に入る。床は 6 箇各 12 000 平方呎の面積を有し全面積 72 000 平方呎である。此の地域は地下 25' の深さまで良質の濾過性能を有する砂層より成り水の吸収力大である。依つて此の儘自然濾過床となし第二次沈澱槽よりの流出下水を流入せしめて吸収せしめる。

汚泥唧筒 (No. 6) は 2 箇の快速及緩速電動機を連結してゐる。快速電動機は流下設備を洗滌する目的で第二次沈澱槽の上水を吸上げる場合に用ふる。處理された下水の淨化水を使用することにより地方水源から處理場に至る高價な給水管の必要がなくなる。緩速電動機は第二次沈澱槽から第一次沈澱槽へ返送すべき沈澱汚泥を揚水する際に用ふる。

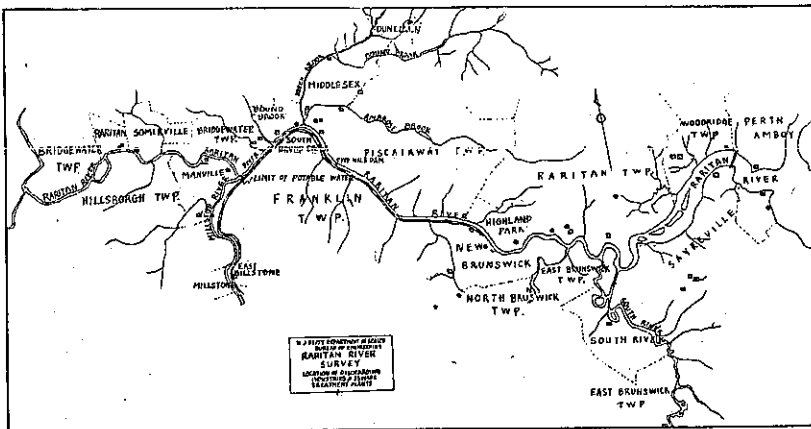
汚泥床 (No. 7) 床は 3 箇を設け各面積 1 100 平方呎總面積 3 300 平方呎である。此の面積は變動する人口の平均 3 800 人を計算の基礎としたものである。床は砂層濾過床へ流送する排水土管を備へた一般標準設計になつてゐる。汚泥は第一次沈澱槽より此等の汚泥床へ自然流下によつて流込む。

(26) New Jersey 州保健局に依る河水淨化

L. Forman & R. P. Johns, "The Regulation of Stream Pollution in the Raritan River Basin By The New Jersey State Department of Health." Sewage Works Journal, May, 1940. pp. 571-585. 野中八郎 抄

New Jersey 州に於て Delaware 河に次ぐ河川たる Raritan 河は Raritan 市の西方約 3 哩の地點に於て North, South の兩支流が相會して形造る。この河は潮汐河川で小形汽船は New Brunswick 市の上流約 4 哩の地點迄航行出來, tide water の尖頭は Fieldville ダムに達す。流域面積 1 100 平方哩, 325 641 人の人口を包有する。Fieldville ダムに於ける河の年平均流量は 1 254 呎³/秒 (810 m.g.d.), 夏季平均流量 751 呎³/秒

圖-35.



(486 m.g.d.), 最近の濁水記録は 1932 年 9 月 12 日の 80.9 呎³/秒 (52.3 m.g.d.) である。

Raritan 河並にその支流は從來俗も工場廢液や汚水の倉庫の觀があつた。稀釋法の理に依つて河は或程度廢水を吸收出來ると雖も、然し Raritan Valley に於ける多數工場の設置と都市の發展は歸する所餘りにも過大なる負擔を河川に齎したのであつた。

下水處理施設の概観 Raritan Valley 下水處理計畫は各都市が夫々自分自身の處理場を建設した點、並にその結果此處に一つの総合的の事業が完成された點に意義がある。

先づ Borough of Raritan の處理場は藥品凝集、沈澱、mechanical straining 及び鹽素處理より成り、汚泥は厨芥と共に眞空濾過、乾燥、焼却す。Somerville の處理法は藥品凝集、mechanical strainer を有する沈澱、鹽素處理、汚泥の眞空濾過並に農場での最後處分より成る。兩者共必要な遮集渠や唧筒場を建設した。

millstone 河と Raritan 河との交會點に位する Borough of manville は下水道系、唧筒場、處理場を建設した。處理場は沈澱、廻轉撒水式撒水濾床、最終沈澱、鹽素處理、分離汚泥消化及び硝子覆蓋汚泥乾燥床より成る。

Borough of Bound Brook では遮集渠と下水處理場が建設せられた。此の處理場は藥品凝集、沈澱、鹽素處理（豫備及び最終）、分離二段汚泥消化及び硝子覆蓋汚泥乾燥床より成る。汚泥瓦斯は採集して加熱用に供せらる。

Middlesex Borough は完全な汚水管系並に藥品凝集、沈澱、鹽素處理（豫備及び最終）、分離汚泥消化、硝子覆蓋汚泥乾燥床を備へた處理場を建設した。汚泥瓦斯は加熱用に用ふ。

Green Brook Valley 上流では Plainfield 處理場の擴張、代替並に改良が完成した。此等の擴張改築の内容は comminutor、最初沈澱槽の増設、撒水濾床、magnetite strainer を有する圓形最終沈澱槽、最終沈澱槽流出下水の一部を最初沈澱槽流出下水に返送する爲めのポンプや管路、汚泥消化施設の増設より成る。Bound Brook に注ぐ一支流のほとりの Metuchen では舊來の下水處理場が殆ど改築された。即ち古い圓形インホッフタンクは汚泥消化槽に改造され、連續汚泥排除装置を有する矩形沈澱槽、廻轉式撒水機を有する新しい撒水濾床、最終沈澱槽及び鹽素處理設備が築造せられた。

Raritan 河主流の New Brunswick 市は遮集渠系統、唧筒場並に下水處理場を建設した。處理場は藥品凝集、沈澱、鹽素處理、分離汚泥消化及び消化汚泥の眞空濾過より成る。汚泥瓦斯は採集して加熱用に供す。對岸の Highland Park では連續汚泥排除装置を有する沈澱、鹽素處理、分離汚泥消化及び硝子覆蓋汚泥乾燥床より成

る處理場を建設した。尙本計畫は必要な遮集渠や唧筒場をも包含した。

Raritan 河の大支流 South River 沿岸では Borough of Sayreville と Borough of South River が同様な處理場を築造した。之等の處理場は藥品凝集、mechanical strainer を有する沈澱槽、非消化汚泥の眞空濾過及び鹽素處理より成る。此の外必要な遮集渠や唧筒場も建設された。

Perth amboy に於ける新下水處理場は Raritan 河沿岸で最初に起工し且完成したもので、藥品凝集、mechanical strainer を有する沈澱槽、鹽素處理、非消化汚泥の眞空濾過より成る。家庭下水や工場廢液用の遮集渠も増築された。

河水淨化対策其の二：工場廢液の處理 Raritan 河並にその支流の衛生狀態改善の第二段の対策として New Jersey 州保健局は 1936 年の秋に河川に工場廢液や汚水を放流してゐる工場に依る河水汚濁調査を實施した。本調査の目的は次の如くである：(1) Raritan Valley に於ける諸工場から放流される廢液の量並に特性の決定、(2) 河水に及ぼす廢液の影響、(3) 河水の汚濁を去除し又は實質的に輕減する爲め採らるべき工場廢液の處理方策、(4) Raritan Valley に沿ふて新設されたる下水處理場の作業成績及び處理能率の調査。

Raritan Valley は大小工場にとつて重要な工業的中心である。その稀に見る好適な地理的條件は工業的活動を説明して餘りある。工業生産品は極めて多岐に亘り各種の有機無機の藥品、タイル及び煉瓦、染料、醫療用藥劑、屋根板其の他の石棉纖維生産品、プラスチック、織物、内科外科醫療用品等を含む。

本調査は Raritan 市の上流より Raritan 灣に至る迄直線距離にして 25 哩、河心に沿ふて 32 哩に及び、此の範圍内に 20 都市と 2 私有下水渠から下水が河に流入して居る。調査當初は新下水處理場が未完成であつたので下水の大部分は未處理の儘河に放流されて居た。本調査に於て合計 193 の工場が調査されたが、その中 37 工場がその工場廢液及び汚水を直接 Raritan 河又はその支流に放流しつゝある事が判明し、更に多數工場が所在の都市下水道に連絡して居り、又工場廢液を有せざる若干工場もその汚水を直接河に放流し、又下水溜又は腐敗槽を備へた工場も若干あつた。上記 37 工場に就ては特に精細な調査（生産品、原料、作業工程、雇傭者數、作業時間、上水道水源、汚水の處置、工場廢液の質及び量等）が施行された。

河水淨化の一般的考察 Raritan 河を各種廢水の自然排水路として認容する以上、河水保清の責務は當然州保健局の負ふべき所である。斯くして始めて沿岸住民の健康、福祉、慰安、財産が保護され昂揚されるのである。之を敷衍すれば河水保清の理由は：上水道水源として

取水される爲め；魚類其の他の水中生物の保護；沿岸住民の厚生上；Raritan 灣の牡蠣養殖事業の保護；航行；經濟的並に工業的利用；美觀的理由；河水水質に對する州際衛生委員會の要請等が擧げられる。

Raritan 河の汚染に關與する原因は次の如く總括され得る：

1. 多量の工場廢液並に生下水の放流。
2. 現在の汚染荷重に對し稀釋すべき清水の不足。
3. 高度の汚染水の潮汐に依る流動。

上述各調査の結果 Raritan 河を少く共次の程度迄淨化し得る事が確信された：

1. 常時少く共酸素飽和百分率 50% を維持する事。
2. 凡ゆる遊離酸又は苛性アルカリ及び有毒薬品の除去。
3. 河水が實質的に變色せず、又は濁度が實質的に増加せず、或は油脂が水面に表れず、若くは河水が見た目に不快でない程度。
4. B. Coli 數は同様な地方を貫流する普通河川と同等。
5. 河水が不快な臭氣を脱する程度。

下水處理の實績 下水處理場が完成して數月間の運轉後各處理場毎に 1. 2 週間に亘る詳細な監察が實施された。

1937 年 7 月現在の下水處理に關する實績は：11 市及び 1 私有下水渠より 14.73 m.g.d. の生下水（人口約 147 080 人、B. O. D. 30 339#）を放流しつゝあり、5 市は不充分不適切なる處理下水 6 467 m.g.d.（人口 74 310 人、B. O. D. 4 198#）を放流し居り、1 市は 0.231 m.g.d.（人口 1 975 人、流出下水の B. O. D. 300#）の下水を處理する處理場を有す。

次に 1939 年 10 月 1 日現在に於ける狀勢を總括するに：11 の新下水處理場が建設され、2 の在來處理場が擴張及び改築され、それに依つて Raritan 河又はその支流に放流される下水の B. O. D. を 27 669 #/日 より 12 941 #/日に減少（減率 53.2%）、浮游物質を 23 273 #/日 より 6 707 #/日に減少（除去率 71.1%）、B. Coli は處理場平均 205 000/c.c. より 100/c.c. に減少（減率 99.9%）した。

新下水處理場建設途上に在る 2 市の生下水は現在尙 Raritan 河に放流されて居る。此の生下水は B. O. D. 5 818 #/日、浮游物質 3 903 #/日に相當する。若し他の新設處理場と同等の處理成績を擧げ得るものと假定すれば B. O. D. は 2 723 #/日に、浮游物質は 1 128 #/日に減少する。尙 4 の在來處理場は B. O. D. 578 #/日、浮游物質 353 #/日を有する流出下水を放流しつゝあり。

工場廢液處理の實績 調査當時 37 工場より直接 Raritan 河又はその支流に未處理の儘放流される工場廢液の總量は 38 m.g.d. に及び、その B. O. D. 總量は

74 699 #/日に達した。汚水の 1 人 1 日當り B. O. D. を 0.17 # とすると工場廢液の人口當量は 439 000 人以上に上る。尙本調査の結果次の事が判明した：(a) 毎日 146 066 # の無機酸類が河に放流され居る事、(b) 重金屬類特に銅、鉛及び砒素、フェノール、フォルムアルデハイド、ベンズアルデハイド其の他の複雑なる有機誘導體を含有する更に多量の有毒物質が河に放流され居る事、(c) 工場廢液に依る細菌的汚染は無視し得る程度なる事。

1940 年 1 月 1 日現在に於ける 37 工場の廢液處理狀況は次の如くである：19 工場は處理場を築造又は河川への放流を全然取止めた；7 工場は處理場を築造中；4 工場は尙處理方法を研究中；2 工場は法律上の戒告を受けて居る；1 工場は分水界外に新處理場を築造中；4 工場は現在汚染物質を生産せず。

Raritan Valley 調査は約 \$ 50 000 の費用と延人員 3 900 人を費した。此の種事業を成功的に完遂する上には次の五要素が不可欠である、即ち充分なる資金、適切な律法、有能なる司法代表者、有力者の 100% の協力、工場及び公共團體の好意と協力。

港 灣

(27) フロリダ州 Okeechobee 湖の堤防工事

（“Larger Levees for Lake Okeechobee.”,
E. N. R., May 9, 1940, p. 65-66
福西正男抄）

本工事には排砂管徑 20' のポンプ浚渫船 2 隻と鑿岩船 6 隻を使用し、ポンプ浚渫船には特殊なカッターを有してゐる。計畫當初は鑿岩、爆破なしに岩盤浚渫が可能なりと豫想してゐたが、工事の進捗につれ爆破を必要とするに至つた。

土取場には中心間 8' に徑 6' の孔を穿ち、特殊考案になる填充用器具を使用してダイナマイトを装填し、爆破する。

現在は地震波に依る調査より考案せる “Nitramon S.” の實験を計畫中である。鑽孔に關しては研究を重ねた結果爆破 1 碼³ 當り 10 仙に必ずを得た。鑽孔船には 6' 蒸氣ドリルを具へ、該ドリルには中心に徑 1' の孔を有する星狀ビットがあり、壓力 150 封度の水を噴出し清掃出来る様になつてゐる。土取場の状態は水深 10'~14'、砂、腐蝕土層 3'~7'、岩盤層 10'~13'、其の下層は泥灰土よりなる。穿孔の際はビットよりも稍大きいパイプを岩盤に達する迄突立て、ダイナマイト装填の際の保護の役をなきしめる。岩盤は石灰岩より成るが破碎されて充分にカッターを通過し得る。この浚渫に於てポンプ浚渫船 “Welatka” 號は約 90% は破碎岩石より成る物質を 1 時間平均 480 碼³、全體で約 3 250 000

碼³ 吸揚げた。又同様に“General” 號は 1 時間平均 625 碼³ で 1 ヶ月間運轉せり。吸揚を終ると堤防を適當に區分して撤水し之を平坦にする。又水面下の部分は小岩石砂等より成る法を作る。1938 年秋に工事着手の際は工費として 1 碼³ 當り土取に 41 仙、築堤に 49 仙見積つてゐたが其後鑿岩、爆破が巧く行く様になり土取場の幅も 200' 内外に減じたので工費も夫々 31 仙及び 34 仙に輕減出來て、このため堤防の單位呎當り 46.53 非より 29.23 非に減ずることを得た。

圖-36. 浚渫船のパイプラインを示す管底に調節孔を設け、又斜面に阻堤を設く。



圖-37. ポンプ浚渫船“Welatka” 號の湖側より堤防に向つて吸揚状況

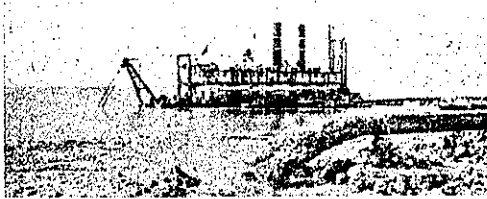


圖-38. パイプライン調節孔及び阻堤



圖-39. ポンプ浚渫船“Welatka” 號のカッター（逆螺旋型）

