

抄 録

第26巻第7號 昭和15年7月

| | |
|-------------------------------------|-----|
| 應 用 力 學 | 頁 |
| (98) 鉸結鉄桁の有効慣性モーメント | 759 |
| 水 理 | |
| (99) 滑かな壁面を持つた開渠内の射流 | 762 |
| (100) 開渠の流れに対する Boussinesq の理論の擴張 | 763 |
| (101) ローリングダムの前後に於ける水流の實驗 | 764 |
| 材 料 | |
| (102) ソ聯のブツラン・セメントに関する研究 | 765 |
| (103) ボルトランド、鎮滓及高爐セメントに関する獨逸標準規格の改正 | 767 |
| 施 工 | |
| (104) 競技場盛土の土質試験 | 768 |
| 道 路 | |
| (105) 米國自動車道路網の計畫に就て | 768 |
| (106) 1939 年のコンクリート舗装界 | 769 |
| 橋梁及構造物 | |
| (107) 炭化水素の水壓式タンク (Miozzi 式) | 771 |
| 隧 道 | |
| (108) Rotterdam マーシユ河底隧道工事 | 771 |

應 用 力 學

(98) 鉸結鉄桁の有効慣性モーメント

(S. B. Lilly and S. T. Carpenter, "Effective Moment of Inertia of a Rivetted Plate Girder." Proc. of A.S.C.E. Oct. 1939, p. 1407-1421.
道祖土良一抄)

鉄桁の突縁應力は、突縁の鉸孔によつて如何程影響されるかと云ふ事、即ち有効慣性モーメントと稱するものを探し出すとする試験を行つた。有効慣性モーメントは總断面慣性モーメントと殆ど同じであり、尙、總断面慣性モーメントを用ふるならば、計算上の突縁應力と測定した突縁應力とは大差ない事を、この二組の實驗は示してゐる。又、若干の資料は、總断面積の重心に、中立軸を正しく置くべき事を示してゐる。

鉄桁の突縁應力を決定するに際して、純断面慣性モーメントが用ひらるべきか、或は、總断面慣性モーメント、乃至、有効慣性モーメントと呼ばれ得る、ある確定しない値を用ふべきかと云ふ問題に對して、その答を求むるために、次の試験が行はれた。即ち、同一鉄桁の同一断面に就て、純モーメントに依り、次の様な突縁で試験された。

- Series. A. 總突縁（突縁山形の脚及蓋板に鉸孔のない場合）
- Series. B. 突縁山形の脚及蓋板に鉸孔を開けた場

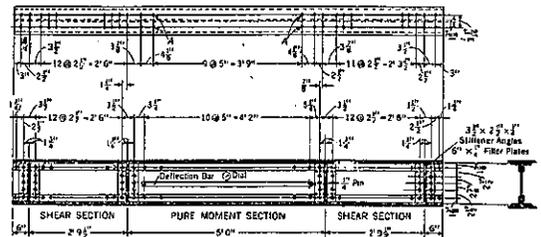
合。

Series. C. Series. B. に述べた孔に機械ボルトを挿入した場合。

Series. D. Series. B. に述べられた孔に鉸のある場合。

試験桁は、高さ對長さの比が 1:10.6 のものを選んだ。圖-1 は、試験鉄桁 PT-1 の詳細圖である。

圖-1. 鉄桁 PT-1; 撓桿の位置及純モーメント並に純的断面



試験桁 PT-2 は、純モーメント断面に於ける突縁山形に腹板を連結する鉸が、2.5' 間隔である點が選ぶのみである。桁の中央断面に於ける突縁山形の脚及蓋板には、鉸孔を穿孔しなかつた。桁の組立方は、全長に亘つて同一であつて、腹板 (1) が 12' x 5/16", 突縁山形 (4) が 2.5' x 2.5' x 1/4", 突縁板 (2) が 6' x 1/4", 突縁板 (2) が 8' x 1/4" である。

試験桁の一端を、100 000 封度の試験器の試験臺の上に置き、他端を固定した圓筒形の支點上に置く。荷重は支點から 33.5' の點に置かれたローラーを通じて、平

桁桿に依つて加へた。

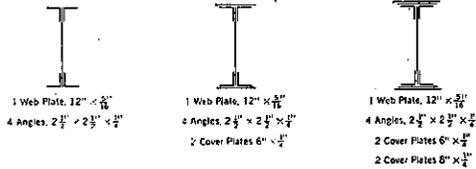
(試験荷重はこの論文に於て 2P としてでなく P として述べられてゐる。それ故、純モーメント断面に於ける曲げモーメントは常に 33.5 P 吋-封度である。)

この装置によつて、各荷重に加へられた集中荷重は試験器の標示能力の 2 倍の荷重を試験器に負荷する。

純モーメント断面——純モーメント断面の撓みを測定する方法は、桁の中心点より兩側に、25 1/4" 離れた 2 本のピン(徑 0.25")を、その頭が腹板の中心線と同位にある様に腹板に達し、これらのピンは、腹板の各側に充分の間隔を設け、断面 1 1/2" x 1/4" の鋼製側桿を支へる。飯板の真中に、第三番目のピンを同様な方法で腹板を通じて置き、且、そのピンの各端末には、側桿上の接觸點によつて 1/10 000" 迄讀むことの出来る Ames 指針器が裝備された。桁自身の應力の測定には、10" 間隔の測點を鑽孔し、讀みは最小 1/60 000" の讀みを有する 10" 歪み測定器を用ひた。

圖-2. 試験片の代表断面並びに構成

TST SECTIONS A-1, B-1, C-1 TEST SECTIONS A-2, B-2, C-2 TEST SECTIONS A-3, B-3, C-3 D-3



試験順序はこの場合にも、最初の荷重に因り、純モーメント断面の撓みの増加が 0.0300" 又は、それよりやゝ大となる迄荷重を遞増し、先に述べた撓みを與へる様な荷重を加へた後、供試體 PT-1 の C-3, D-3 の場合に對し、63 000 封度迄増加し、純モーメント断面の撓みを測つた。

試験断面 説明(圖-2 参照)

- A-1... 銲結された二對の突縁山形を有する腹板、突出脚には銲孔なし。
- A-2... 上下に 6" 蓋板を加へ、純モーメント断面に於ける蓋板に付銲孔なし。
- A-3... 前記 6" 蓋板に更に、8" 蓋板を加へた。純モーメント断面には銲孔なし。
- B-1... 腹板は突縁山形を断面 A-1 と同様に試験せり。
- B-2... 6" 蓋板を加へ、clamp し、而して、断面 A-2 と同様に試験せり。
- B-3... 断面 B-2 に 8" 蓋板を加へ、其 2 枚の蓋板は clamp され、断面 A-3 と同様に試験せり。
- C-1... 徑 5/8" 機械用ボルトを突出脚の open hole (徑 1 1/16") に挿入し、適當な座金にて締め付け、断面 B-1 と同様に試験せり。
- C-2... 断面 B-2 と同様に、6" 蓋板を加へ、ボルト締めをなす。

C-3... 8" 蓋板を、供試體 C-2 に加へ、B-3 と同様に試験せり。

D-3... 2 枚の蓋板を突縁山形に銲結し、供試體 C-3 と同様に試験せり。

中立軸を總断面の重心に通すべきか、純断面積の重心に通すべきかを決定せねばならぬ。中立軸が腹板の中心線に近く存在する事は、PT-1, PT-2 の 2 つの飯板から得た資料により、表-1 に示されてゐる。

表-1. 中立軸と中心線との觀測並びに計算上の距離の比較(吋)

| Description | (a) WEB PLATE AND FLANGE ANGLES | | | (b) WITH 6-IN. COVER PLATES ADDED | | | (c) WITH 6-IN. AND 8-IN. COVER PLATES ADDED | | | |
|-----------------------|---------------------------------|------|------|-----------------------------------|------|------|---|------|------|------|
| | A-1 | B-1 | C-1 | A-2 | B-2 | C-2 | A-3 | B-3 | C-3 | D-3 |
| Observed Web Data: | | | | | | | | | | |
| Specimen PT-1 | 0.16 | 0.12 | 0.14 | 0.18 | 0.08 | 0.07 | 0.09 | 0.01 | 0.05 | 0.10 |
| Specimen PT-2 | 0.09 | 0.23 | 0.01 | 0.01 | 0.09 | 0.06 | 0.17 | 0.07 | 0.07 | 0.10 |
| Observed Flange Data: | | | | | | | | | | |
| Specimen PT-1 | 0.11 | 0.12 | 0.07 | 0.11 | 0.09 | 0.11 | 0.09 | 0.05 | 0.03 | 0.14 |
| Specimen PT-2 | 0.05 | 0.02 | 0.01 | 0.12 | 0.17 | 0.13 | 0.23 | 0.14 | 0.07 | 0.08 |
| Computed* | 0.31 | 0.53 | 0.63 | 0.25 | 0.68 | 0.68 | 0.38 | 0.60 | 0.66 | 0.75 |

* Computed on the basis of net section.

觀測した結果は、腹板の兩側に取付けた 10" gage line の歪みを測定する事によつて得られたものである。又中立軸の偏位は、桁の端縁歪みの測定値を用ひて計算し、その結果は、腹板の data から得たものを比較したものである。試験の結果はすべて、中立軸は腹板の中心線から僅かしか離れてをらない事、又、純断面を用ひた場合、設計者に依つて離すべきだと考へられてきた程でない事を示してゐる。この事は、壓縮突縁の變形が引張突縁の變形と殆ど同じである事を意味してゐる。

純モーメント断面に於て、50.25" の長さに於ける撓みは、Ames dial に依つて、殆ど、0.0001" 迄讀むことが出来た。Series A に於ても、有效慣性モーメント、總断面の慣性モーメント、I_G の値を觀測するのが正しいものと假定された。又荷重 P_G は純モーメント断面に於ける撓みが、0.0300" になる迄増加へた。従つて、飯板の撓み、Δ は是等のどの試験に就ても同様であり、且つ、 $\Delta_{oc} = \frac{P}{EI}$ と置くことが出来るから、

$$\frac{P_G}{P_0} = \frac{I_G}{I_0} \dots \dots \dots (1)$$

而して、各場合に於ける觀測有效慣性モーメントは、

$$I_0 = \frac{P_0}{P_G} I_G \dots \dots \dots (2)$$

であると假定した。

茲に、ρ₀... 任意の特殊な断面に於ける荷重

I₀... 任意の特殊な断面に於ける慣性モーメント之から各断面の觀測有效慣性モーメントの値を計算し、表に示せば、表-2 第 2 欄である。觀測した有效慣性モーメントの値を圖示すれば次の事が判る。即ち B. (open holes), C. (bolted sections), D. (riveted sections) へと各 series の最も大きな差違を與へるものから試験してゆくに従ひ、有效慣性モーメントは、總断面慣性モーメントの値に接近してゆくことである。その差違は、D の場合に於て最小の値である。即ち、供試體 PT-1 に對して總断面慣性モーメントの 2.1%、供試體 PT-2

表-2. 有効慣性モーメント

TABLE 3—EFFECTIVE MOMENTS OF INERTIA

| Test section | MOMENTS OF INERTIA, IN (INCHES) ⁴ | | | | FLANGES SPREAD, IN KIPS PER SQUARE INCH | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|--|---------------|-------------|-------|---|----------------|--------------------------------------|---------------|------|------|------|-------------|------|------|----|---|--|--|
| | Observed | Computed | | | Observed | | Computed, Using the Method Indicated | | | | | | | | | | | |
| | | Gross section | Net section | | I ₁ | I ₂ | Observed moment of inertia | Gross section | | | | Net Section | | | | | | |
| | | | a* | b† | | | | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | | |
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) | | | | | |
| (a) SPECIMEN PT-1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-1 | 189.0 | 102.3 | 178.5 | 170.5 | 16.0 | 17.6 | 17.3 | 17.9 | 17.2 | 17.2 | 17.6 | 19.6 | 18.6 | 18.5 | | | | |
| B-1 | 182.0 | 102.0 | 164.3 | 167.3 | 18.3 | 19.1 | 17.6 | 18.6 | 17.2 | 17.3 | 18.2 | 22.3 | 20.3 | 20.3 | | | | |
| C-1 | 187.0 | 102.9 | 164.3 | 167.3 | 17.7 | 18.5 | 17.5 | 18.2 | 17.6 | 17.6 | 18.2 | 22.3 | 20.3 | 20.3 | | | | |
| A-2 | 315.0 | 315.0 | 300.0 | 301.6 | 18.0 | 18.7 | 18.1 | 18.4 | 18.4 | 18.4 | 18.5 | 20.0 | 19.2 | 19.2 | | | | |
| B-2 | 308.5 | 313.0 | 270.7 | 275.6 | 19.3 | 18.7 | 18.2 | 18.5 | 18.4 | 18.4 | 19.3 | 23.7 | 20.8 | 20.8 | | | | |
| C-2 | 308.5 | 313.0 | 270.7 | 275.6 | 18.9 | 18.9 | 18.6 | 18.6 | 18.2 | 18.4 | 18.4 | 23.7 | 20.8 | 20.8 | | | | |
| A-3 | 494.0 | 496.3 | 478.0 | 477.4 | 18.5 | 19.0 | 18.7 | 19.3 | 19.1 | 19.1 | 19.3 | 20.3 | 19.7 | 19.7 | | | | |
| B-3 | 450.5 | 458.8 | 450.0 | 450.0 | 19.8 | 20.2 | 20.2 | 20.5 | 19.7 | 19.1 | 20.1 | 24.4 | 21.6 | 21.5 | | | | |
| C-3 | 473.0 | 456.3 | 430.0 | 436.0 | 19.7 | 19.9 | 19.8 | 20.0 | 19.1 | 19.1 | 20.1 | 24.4 | 21.6 | 21.5 | | | | |
| D-3 | 480.5 | 450.0 | 420.0 | 436.0 | 19.3 | 20.2 | 19.1 | 20.0 | 19.1 | 19.1 | 20.1 | 24.4 | 21.6 | 21.5 | | | | |
| (b) SPECIMEN PT-2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-1 | 189.0 | 102.3 | 178.5 | 170.5 | 17.7 | 18.1 | 17.0 | 17.5 | 17.2 | 17.2 | 17.6 | 19.6 | 18.5 | 18.5 | | | | |
| B-1 | 177.0 | 102.0 | 164.3 | 167.3 | 19.4 | 18.8 | 18.7 | 19.0 | 17.2 | 17.2 | 18.0 | 22.3 | 19.5 | 19.5 | | | | |
| C-1 | 174.0 | 102.9 | 164.3 | 167.3 | 17.0 | 19.2 | 18.6 | 18.6 | 17.2 | 17.2 | 18.2 | 22.3 | 19.5 | 19.5 | | | | |
| A-2 | 315.0 | 315.0 | 300.0 | 301.6 | 17.0 | 18.6 | 18.1 | 18.7 | 18.4 | 18.4 | 18.5 | 20.0 | 19.2 | 19.2 | | | | |
| B-2 | 303.0 | 315.0 | 270.7 | 275.6 | 20.0 | 20.0 | 20.2 | 21.0 | 18.4 | 18.4 | 20.2 | 23.7 | 20.8 | 20.8 | | | | |
| C-2 | 303.0 | 315.0 | 270.7 | 275.6 | 20.3 | 20.3 | 20.0 | 20.0 | 18.4 | 18.4 | 20.2 | 23.7 | 20.8 | 20.8 | | | | |
| A-3 | 500.0 | 491.0 | 480.1 | 480.0 | 18.4 | 19.8 | 19.1 | 18.4 | 19.1 | 19.1 | 19.3 | 20.3 | 19.0 | 19.0 | | | | |
| B-3 | 442.0 | 481.0 | 450.0 | 450.0 | 20.6 | 21.0 | 20.8 | 21.8 | 19.1 | 19.1 | 20.1 | 24.4 | 21.4 | 21.4 | | | | |
| C-3 | 459.0 | 461.0 | 432.0 | 432.0 | 20.0 | 20.5 | 20.5 | 21.0 | 19.1 | 19.1 | 20.1 | 24.4 | 21.4 | 21.4 | | | | |
| D-3 | 460.0 | 451.0 | 433.2 | 430.0 | 20.1 | 20.3 | 20.8 | 20.8 | 19.1 | 19.1 | 20.1 | 24.4 | 21.4 | 21.4 | | | | |

* Neutral axis eccentric † Neutral axis at center ‡ Top flange § Bottom flange

に対して 7% である。總て試験断面に於ては、突縁應力は上下突縁の歪みを測定する事により實驗的に求めた。A-1, B-1 試験断面には 4 本の gage line を、A-2, B-2, C-2 試験断面には 6 本の gage line を、そして A-3, B-3, C-3, D-3 試験断面には 8 本の gage line を用ひ、観測値は各々その試みの平均値から求めた。

應力ほどの場合にも単一荷重に對して計算した。即ち、

| 試験断面 | 荷重 Pin Kips |
|--------------------|-------------|
| A-1, B-1, C-1 | 15.9 |
| A-2, B-2, C-2 | 26.6 |
| A-3, B-3, C-3, D-3 | 41.6 |

總断面慣性モーメントを用ひて計算した應力は、表-2 5, 6, 9, 10 欄に於ける観測應力と比較してある。壓縮突縁の應力は、開孔に對して最も大であり、突縁を保持する方法が Clamp からボルト、鉋へと變るにつれて、段々と計算した値に近づく。斯る減小は、引張側突縁には表はれない。この事は、恐らく、ボルト及鉋が壓縮側突縁の應力を緩和する傾向のある事を示してゐる。表-2 (b), 5, 6, 9, 10 欄に於ては、観測した突縁應力と、中立軸を腹鉄の中心線から移さぬ場合の純断面慣性モーメントを用ひて計算した突縁應力と比較してある。観測した應力と、計算した應力即ち設計者の純断面慣性モーメントを用ひ、且つ中立軸は鉄の中心線の上にあるものと假定した場合の突縁應力との比較は、表-2 (b), 5, 6, 7, 8 に依り示されてゐる。壓縮突縁應力は非常によく一致してゐる。而し引張突縁の計算した應力は、観測したものよりも殆ど 4500 封度/吋² 程高い。この事實は、この設計方法が引張突縁が安全なるために必要な突縁面積よりも遙かに大きな断面を與へる事を示し

てゐる様である。

鉋桁突縁の鉋孔のまわりに起る plastic flow の擴りを有する應力の集中については、こゝに述べた歪み測定器の讀みの確實性と測定法とに關して二、三の問題が起る。歪みはフックの法則にあてはめて、應力で表したが、この點に就ては、(1) 歪みは如何なる點に於ても應力を表すとは限らない。(2) 純断面の平均應力は眞の應力を表すと云ふ二つの理由から異議が起る。之に就ては圖-5 を見れば應力が純断面の横斷方向に變化してゐる様子を示してゐる。即ち最大應力は、弾性限界に達してをり、更に、その周圍は零である事。第二に、純断面を使つた場合に起る單位應力は意味がないと云ふ事を知る。A. Nadai 氏は、鉋孔の周域に於ける plastic flow の擴りは、引張或は、壓縮の主應力と約 45° の角度の交叉の形をなしてをると述べてゐる。又、應力の強度は主應力に直角な徑の上に位置する鉋孔の周邊に於て最大であると云ふ事は衆知の事である。

圖-3 は、この状態をグラフで示せるものである。主應力が増加すると、鉋孔の周圍の應力は降伏點の値に迄増加してゆき、plastic flow が cross (交叉) によつて定められた面積内で始まる。如何なる合理的な設計許容應力に對しても、應力は鉋孔に於て降伏點に達し、plastic flow が起る。

鉋桁の強度及剛性は共に、鉋桁の突縁に於ける鉋孔の大きさ及間隔によつて影響されると見ることが合理的に思はれるので次の様な式を誘導した。

圖-4 に於て、 L =長さ、 M =モーメント、 p =鉋距、 D =鉋孔の直径、 κD =總純断面として働く鉋孔の部分、 Δ =B 點に於て弾性曲線に引ける切線と就て A 點に於ける變位、 I_G =總断面慣性モーメント、 I_c =鉋孔を上下突縁から差引いた慣性モーメント、 I_G =有効慣性モーメントとす。

圖-3. 應力の集中

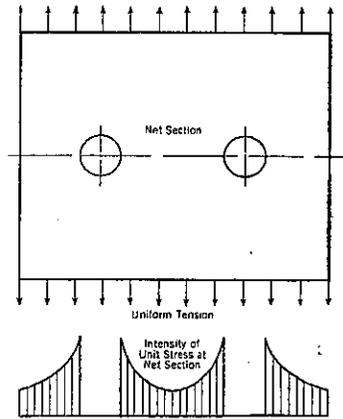
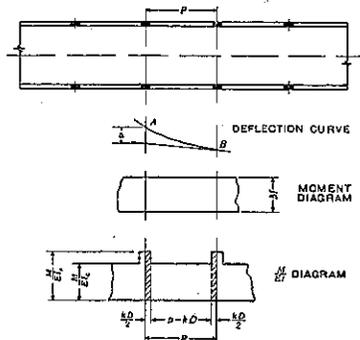


圖-4.



I_c と云ふ新しい項は、中立軸が腹版の中央から移らないと云ふ腹版の試験の結果、始めて紹介せられたものである。

モーメント面積に依れば、

$$\Delta = \frac{0.5PM}{E} \left(\frac{p - \kappa D}{I_G} + \frac{\kappa D}{I_c} \right) \\ = \frac{0.5PM}{E} \left[\frac{p + \left(\frac{I_G}{I_c} - 1 \right) \kappa D}{I_G} \right] \dots\dots(3)$$

一般に $\Delta = \frac{ML^2}{EI} c$, c —constant

この場合、

$$\frac{I_L}{I} = \frac{P}{I_E} = \frac{P + \left(\frac{I_G}{I_c} - 1 \right) \kappa D}{I_G} \dots\dots(4)$$

即ち、 $I_E = \frac{I_G p}{p + \left(\frac{I_G}{I_c} - 1 \right) \kappa D} \dots\dots(5)$

(5) 式に於ける κD の値は、實驗的に決定せねばならぬ。 κ の値は多分、鉋孔の直径 D 及鉋線の間隔 g により左右される。

結論として ① 實測した突縁應力は、引張突縁から鉋孔を除去して求めた純断面慣性モーメントを用ひて計算された應力よりも小さい。5' 鉋距の桁の場合に於ては、その違ひは著しく、2.5' 鉋距を有する桁に於ては更に著しい關係があつた。この事は既に述べた如く有効慣性モーメントは鉋徑と同様に鉋距にも左右されると云ふ事實を結論するものである。設計に際し、上下兩突縁についての純断面慣性モーメントを用ひた場合には應力は少な目に生ずる。

② 有効慣性モーメントの實驗値は、計算した總断面慣性モーメントより小である。鉋距の影響は明らかに示される。而し、5' 鉋距と鉋結した突縁とを有する試験桁に於ては、慣性モーメントの實驗値は計算値が殆ど正確に一致した。

③ 試験によれば、中立軸は總断面の重心と一致すると見做して差支へない。

④ 有効慣性モーメントは、理論的に鉋距を含む公式(5)によつて計算出来る。尙將來の試験によつて、この理論を確め且つ κD の値を決定する必要がある。

⑤ 總断面の單位應力が、構造物に通常規定された應力に近づく時には既に降伏點に達する集中應力が存在するに違ひないし、且、それが避け難い事實であるとすれば設計方法は出来るだけ簡単にされねばならぬ。

是等の試験から得られた資料により、設計には總断面慣性モーメントを用ふべきであると信ずる。普通の荷重下的一般桁に於ては、慣性モーメントを用ふればよいが、突桁、若しくは、小鉋距の桁に於ては(5)式で示された様な係数を使用するがよい。

(99) 滑かな壁面を持つた開渠内の射流

(S. A. Jegerow; "Turbulente Überwellenströmung (Schiessen) im offenen Gerinne mit glatten Wänden". Wasserkraft, u. Wasserwirtsch. H. 3, 1940, s. 55-57
本間 仁 抄)

Nikuradse や Segshda の研究によればタービュレント流の抵抗法則は Reynolds 数の小さい處では壁面粗度に關係なく Blasius の公式に従つてゐる。Reynolds 数が大きくなると亂流を起す原因として壁面の粗度(凹凸)が考へられる。然し滑かな壁面の場合にはその原因としては壁面の摩擦層とその他の部分との境の面に波状を起す事を擧げる事が出来る。従つて斯う言ふ場合には亂流を起す原因は境界面の波の傳播速度、安定度等に關係して来る。

この境界面に起る波の傳播速度は結局自由水面の表面波の速度 $c = \sqrt{g\lambda}$ に等しいと見る事が出来るから亂流の起る限界の一つが此處にあつて、平均流速を v とした時に、 $v < c$ と $v > c$ によつて流れの状況を異にする事になる。(後者が射流であるとする事が出来る。)

抵抗係数は Blasius の公式によれば

$$\lambda = \frac{0.056}{\sqrt{Re}}$$

但し Re は Reynolds 数で $\frac{vR}{\nu}$, R は徑深、 ν は動粘性係数である。

水面勾配 I の種々の値に對して Re と λ の關係を示せば圖-5 の様になる。次に Froude 数を $F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} = \frac{v}{c}$ に取り、 F_r と λ の關係を示せば圖-6 の様になつて、 $F_r < 1$ の處では λ の値は F_r によつて變化せず、 $1 < F_r < F_{r2}$ の部分では λ は F_r と共に増加し、 $2 > F_r$ の部分では λ が F_r の増加と共に減少する事が見られる。即ち $1 < F_r$ となれば流れの状況が變化し、その爲に抵抗係数に於ても Blasius の公式から得られ

圖-5. Re と λ の關係

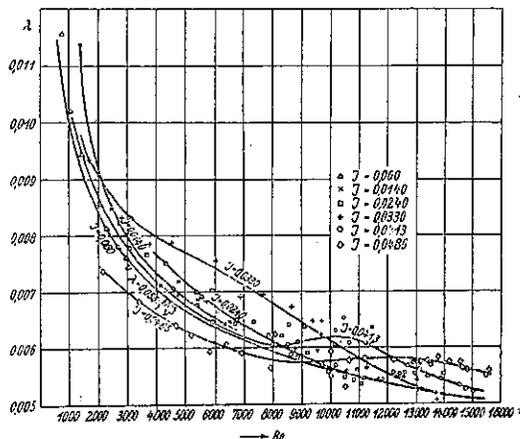
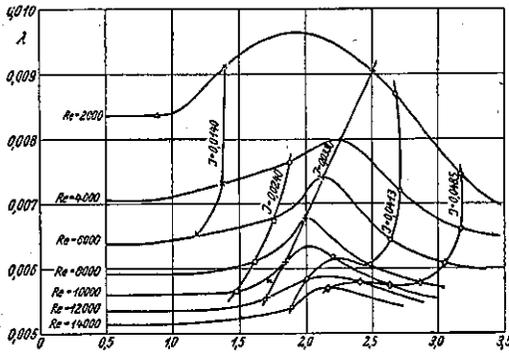


圖-6. F_r と λ の関係



る値と 10~20% の差を生ずるものと見られる。

(100) 開渠の流れに対する Boussinesq の理論の擴張

Charles Jaeger, "Erweiterung der Boussinesq'schen Theorie des Abflusses in offenen Gerinnen.—Abflüsse über abgerundete Wehre." Wasserkr. u.—wirtsch. H. 4. 1940, s. 83~86.
佐藤清一抄

開渠の流れに対する Boussinesq の式は

$$hi - \frac{bq^2}{h^3} = \left(h - \frac{\alpha' q^2}{gh^2} \right) \frac{dh}{ds} + \frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{3} \frac{d^3 h}{ds^3} - \frac{1}{2} \frac{d^2 i}{ds^2} \right) \dots (1)$$

- s = 底の横座標
- i = 底勾配
- h = 水深
- α' = 流速分布の不均等性に対する係数
- q = 単位幅當りの流量
- b = 摩擦係数 = $\frac{1}{kh^{1/3}}$
- k = Manning 式の係数

で底面及び水面の曲率半徑の變化の小なる場合には (1) 式右邊第三項の { } 内の微分は無視し得る。その時は

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{h^3 - h_n^3}{h^3 - h_c^3} \dots \dots \dots (2)$$

$$h_n^3 = \frac{bq^2}{i}, \quad h_c^3 = \frac{\alpha' q^2}{g}$$

h_n = 等流の場合の水深, h_c = 限界水深

と書ける。 $i = i_0 = \text{const.}$ とすれば Bresse の一定河床勾配水路に於ける背水曲線の式に外ならない。その時の水面曲線は決して $h_n = \text{const.}$ なる直線に交らず、多くは $h_n = \text{const.}$ に $s = \infty$ にて漸近する。

P. Massé はその論文に、底勾配が i_1 より i_2 に連続的に變化してゐて、之等が夫々に限界勾配 $i_0 = \frac{q^2 b}{h_c^3}$ より大なる勾配と小なる勾配のものについて詳細に論じてゐる。之によれば、 h_c はその定義よりその流れに特有の数値となり、 i を variable とするから h_n は i 又は s の函数となり、Massé は之を準等流と稱してゐる。之は $i = \text{const.}$ の時には等流水面と一致するが、 i

が變化してゐる場合には之とは異なる。 $s = \pm \infty$ にては、 i は i_1 又は i_2 になり h_n は定値となるから $\frac{dh_n}{ds} = 0$ であるが、その他の總ての點に於ては一般に $\frac{dh_n}{ds} \neq 0$ である。併し (2) 式を見れば水面曲線は準等流の線とに交り有し、此處では $\frac{dh}{ds} = 0$ 、即ち水面は底面に平行となる。茲に $i = \text{const.}$ の場合に對しての根本的差異がある。

$h = h_c = h_n$ に對しては (2) の積分曲線は一つの特異點をもつ。此の點 0 の近所では $s = s_0$ 及び $i = i_0$ で、Massé は次の如くに書いてゐる。

$$\left(\frac{dh}{ds} \right)_{s=s_0} = i_0 \frac{h^3 - h_n^3}{h^3 - h_c^3} \approx i_0 \frac{h - h_n}{h - h_c} (1 + \epsilon) \dots (3)$$

ϵ = 非常に小さい値

圖-7 a.

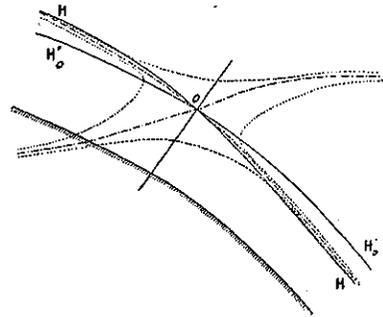


圖-7 b.

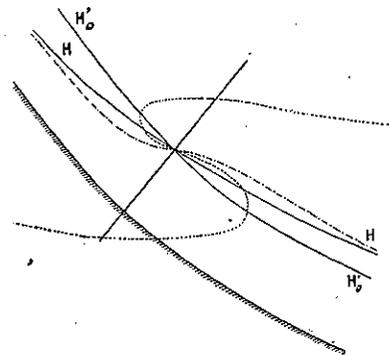
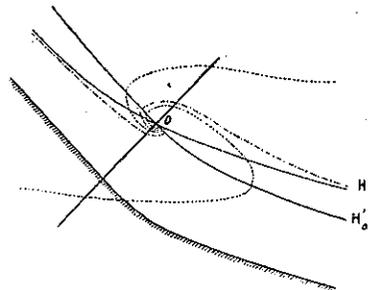


圖-7 c.



- ////// 河床
- 限界水深 H_0' 及び準等流線
- - - - 0 點を通り準等流線に漸近となる特別な積分曲線
- 任意の積分曲線

h_n の定義から 0 点にては

$$m_0 = \left(\frac{dh}{ds} \right)_{s=s_0} = -\frac{1}{3} \sqrt[3]{\frac{g}{b}} \frac{1}{i^{4/3}} \left(\frac{di}{ds} \right)_{s=s_0}$$

更に $h-h_n = h-h_c - m_0(s-s_0)$

とおけば (3) によりて

$$\frac{d(s-s_0)}{h-h_c} = \frac{d(h-h_c)}{m_0(s-s_0) + h-h_c} \dots (4)$$

となる。之は

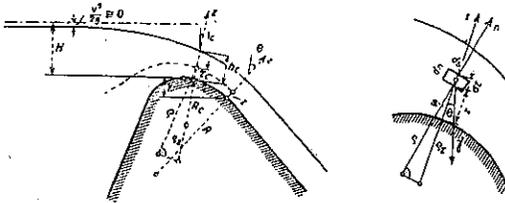
$$\frac{dx}{ax+by} = \frac{dy}{a'x+b'y}$$

の形で、周知の方法によつて解かれる。此の結果は圖-7 の如く、圖-7 a 及び 7 b は、上の積分曲線の中には $s = \pm \infty$ にて h_n 曲線に漸近し、而も不連続なる事なしに (即ち跳水等がない) 特異点 0 を通る曲線が唯一に存在する。之を示す。

圖-7 c は、 $i_1 > i_c > i_2$, $m > \frac{i_c}{4}$ なる場合で總ての積分曲線は spiral curves となり、矢張りこの中に $s = \infty$ で h_n 曲線に漸近となるものが唯一に存在する。併し此の場合には特異点を通過する時に不連続となる。之が跳水である。

以上 Massé の論文の曲線頂堰への應用を考へてみる。(1) は取扱ひに面倒であるから、今の考へに基いて流線は河底より分離する事がないと假定して、即ちポテンシャル流を假定してその流線の一つに Bernoulli の定理を適用してみる。圖-8 にて

圖-8.



- $H =$ エネルギー線の高さ
- $y =$ 溢流堰面の一地点の縦座標
- $z =$ 溢流中一地点の底面に垂直な距離
- $\theta =$ z 軸が垂直線となす角
- $p =$ その点の壓力
- $v =$ その点の流速

とすれば

$$H + y = z \cos \theta + \frac{v^2}{g} + \frac{v^2}{2g} \dots (5)$$

$$0 = \cos \theta + \frac{1}{g} \frac{dp}{dz} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dz} \dots (6)$$

又 z の方向に運動の式をつくれれば、

$$\frac{dp}{dz} = -\gamma \cos \theta + \frac{\gamma}{g} \frac{v^2}{\rho z} \dots (7)$$

$\rho z =$ 曲率半径 ρ の z 軸への射影

ρz を展開して

$$\rho z = R(R-z) \approx R + \beta z \quad (\beta = \text{const.})$$

之を用ひ、水表面にて $p=0$, 堰面にて $\rho z = R$ なる條件の下に又摩擦係数 b は常に非常に小さく、それに相當して i_c も小さいとして (6), (7) 式を積分すれば、

$$q = mH\sqrt{2gH}$$

$$hc^3 = \frac{\alpha' q^2}{g}$$

$\beta \neq 1$ に對し

$$m = \frac{1}{H(\beta-1)} \sqrt{1 - \frac{hc}{H}} \left[R_c + \beta hc - R_c^{1-\frac{1}{\beta}} (R_c + \beta hc)^{\frac{1}{\beta}} \right] \dots (9)$$

$\beta = 1$ に對し

$$m = 2.3 \frac{R_c + hc}{H} \sqrt{1 - \frac{hc}{H}} \cdot \log \frac{R_c + hc}{R_c}$$

を得る。

鋭縁堰に對しては Boussinesq は流線は同心圓を描くものと假定した。此の場合には $\beta = 1$ である。Eseande 及び Fawer の Präsill の圖式解法に従つた研究に依れば、圓形頂堰に對しても最良で $\beta = 2$ とおくべきである。

$\beta = 2$ とおいて計算した m の理論値と、Rehbock の m 即ち m_{RN} と Lansanne の m_L とを比較すれば、 $\alpha' = 1$ 及び $\frac{R_c}{H} = \lambda$ に對して

| | | | | |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|
| $\lambda = 0.5$ | 1 | 2 | 3 | 20 |
| $m_{RN} =$ | — | 0.414 | 0.390 | 0.364 |
| $m_L = 0.515$ | 0.460 | 0.425 | 0.406 | 0.385 |
| $m = 0.483$ | 0.459 | 0.432 | 0.414 | 0.390 |

である。

更に Belanger の“最大流出量の原理”による m_L と此の理論よりの m_{max} とを比較するに、 $\frac{hc}{H} = K$ とおき、 $\beta = 2$ として $\frac{dm}{dK} = 0$ により、

$$(\lambda + 2K) = \frac{\lambda(2-\lambda-4K)^2}{(4-\lambda-6K)^2} \dots (10)$$

を得るから之より K を出して m_{max} を求めて比較すれば、

| | | | | | |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\lambda = 0.25$ | 0.5 | 1 | 2 | 3 | 20 |
| $m_{max} = 0.552$ | 0.506 | 0.466 | 0.433 | 0.413 | 0.390 |
| $m_L = 0.565$ | 0.515 | 0.460 | 0.425 | 0.406 | 0.385 |

となり Lansanne の出したものとかなり良く一致する。

(101) ローリングダムの前後に於ける水流の實驗

(V.M. Hégly, "Expériences sur l'écoulement de l'eau au-dessus et en dessous des barrages cylindriques." Annales d. Ponts et Chanssées. Sept. 1939, p. 235~231. 本間 仁 抄)

Metz と Thionville の間で Moselle 河に造られたローリングダムに關する實驗を Metz の Sauley 水理

実験所で行つた。このローリングダムは径 3.80 m の圓錐で下側に止水壁を有し、總高 6.25 m になつてゐる。実験は實物の 1/23 の横行に就て行ひ、このダムを溢流する場合及びダムが多少引揚げられて下から孔口状態になつて流出する場合の各々に就て流量係数を実験的に定めた。この種の問題では流水の相似律が良く保たれる事が知られてゐるから、斯くして得られた流量係数はそのまま實際に應用しても大きい誤はない。

流量 q を與へる公式は、溢流の場合に

$$q = mlh\sqrt{2gh}$$

孔口の場合に

$$q = mw\sqrt{2gh}$$

を用ひた。但し l はダムの長さ、 h は第一の場合は堰頂上から測つた溢流水深、第二の場合は水面から閘の面までの深さ、 w は孔口の面積、 m は流量係数である。

溢流の場合に就ては下流側の水位その他の條件を色々に變へて幾組かの實驗を行つたが、その結果を綜合すれば圖-9 の様になり、之から溢流係数 m を與へる公式として次の式を得た。

圖-9. 溢流係数と溢流水深の関係

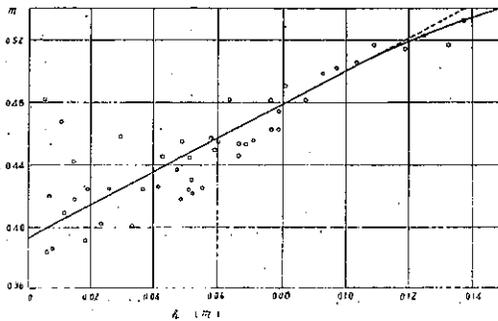
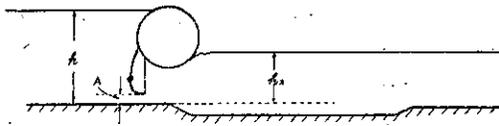


圖-10. 孔口の場合



$$m = 0.393 + 0.175 \frac{h}{d}$$

但し d は圓錐の直径であつて、模型では $d = 0.164$ m である。

孔口状態の場合には下流側の水位が低く、扉の下より射流となつて流出する場合と、流出水が渦で覆はれてしまふ場合とで相當違ふが、之は開き A によつて影響されるから、此處では A の大きさによつて公式を變へる様にした。即ち實驗から得た流量係数 m と $\frac{h-h_2}{h}$ の關係は圖-11 の直線 I の様になり、之から次の公式を得た。

$$I \begin{cases} A = 36 \text{ mm}; m = 0.639 - 0.845 \left(0.534 - \frac{h-h_2}{h} \right) \\ A = 24 \text{ mm}; m = 0.639 - 0.640 \left(0.666 - \frac{h-h_2}{h} \right) \end{cases}$$

圖-11. 孔口の流量係数

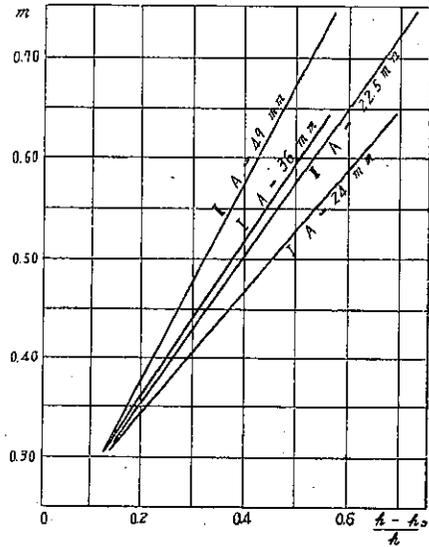


圖-11 の直線 II はローリングダムの止水壁の下部に補助の止水壁を出し得る場合であつて、之によつて流出水の縮流を少くし、従つて流量係数を幾分増加せしめてゐる。

材 料

(102) ソ聯のプゾラン・セメント
に関する研究

“Cement Research in the N. S. S. R. Pozzolana Cement.” Cement & Lime Manuf., XII, 12, 241~248, Dec., 1939.
福島彌六抄

ソ聯は大規模のコンクリート工事を施行する爲め、之れが研究委員を設置し、特にプゾラン・セメントのコンクリートの海水、硫酸鹽等の有害溶液に対する浸蝕作用に関する研究を 6 ヶ年 (1929~1935) に亘つて行つた。此の研究の結果、今回同國は主にトラス又は珪藻土を混和せる混合セメントの多量を生産する様になりセメント焼塊にプゾラン 10~15% を混合したものを單に“ポルトランド・セメント”とすら呼んで居る場合もある。斯く混合セメントの發達した理由は (1) コンクリートの侵蝕に對し抵抗性が強く、(2) 水理構造物として耐久性が良く、(3) 生産費の廉價に依るものである。以下同委員の研究成績の要約に就て述べる。

普通セメント及びプゾラン、ポルトランド・セメントの硫酸鹽に對する影響 コンクリートに及ぼす天然水の有害作用は之れが含有する苦土及び石灰の硫酸鹽に依るものであり水理構造物には礫土セメントを除き此の混合セメントを用ふるのが最も適當と考へられて居り、此のモルタル及びコンクリートは普通セメントに較べて著しい抵抗性がある。此の委員の研究はモートセメント及び 1:3 モルタルを造り 28 日の引張強さを

測つた後硫酸鹽溶液中に浸漬し浸蝕状態を絶えず観察し記録した。

溶液は (a) 硫酸ソーダ 10%, 1%, 0.1%, (b) 硫酸石灰 0.2%, 0.1%, 0.05% を使用し、セメントは石灰含量及び強度の異なるポルトランド・セメント 4 種、スラッグ・セメント 1 種、プッツラン・セメント 2 種 (トラス及び珪藻土混合) であり、4 年後の成績は次記の通りである。

(1) プッツラン・セメント以外は總てのセメントは多少顯著な浸蝕を受けて居るがプッツラン・セメントの供試體は作用されずに残つた。

(2) 1:3 モルタル供試體は Na_2SO_4 (10%) 及び CaSO_4 (0.2%) 濃厚溶液中にて著しく崩壊し Na_2SO_4 溶液中ではその度合が最も早い。

(3) 溶液の濃度が小になるに従ひ崩壊の度が遅くなり破壊が現れるのも遅い。

セメント・モルタルの強度と其の耐蝕性の間には關係が認められず、従つて水理構造物の築造セメントを選択する時には其の強度のみに依つて判じ得られない。

食鹽水に對するセメントの促進耐蝕性試験 或る研究者は試験を早くする爲め濃厚溶液 (10~15%) を用ひ高温養生を行つた場合に就て述べてゐるのであるが、此れは實際問題とは全くかけ離れた状態で試験するものであり、更に種々試験結果より見ると濃厚溶液は供試體の崩壊を速める他に溶液の作用状態をも變へ稀釋溶液の場合と著しく相違した結果を表す事を認めた。試験は角型 (1.41 cm 立方) 及び梁型 (1×1×3 cm) の 1:3.5 モルタル供試體を用ひ丸い河砂を用ひ空隙のあるものを使用した。養生は温室内 1 ヶ月及び水中 14 日をなし、後溶液中に浸漬し一定の材齡のものに就て夫々壓縮強さ及び引張強度の測定をなした。此の強度變化よりセメントの耐蝕性を清水養生のものと比較した、斯の如き試験は實際の工事の良い參考資料となる物である。

各種セメントに對する硫酸鹽の影響 使用した溶液は濃厚 (10%) なソーダ及び苦土硫酸鹽並に飽和硫酸石灰鹽の溶液であり、セメントは水硬性混合物 (トラス、珪藻土、高珪酸物質) を混じたポルトランド・セメント 3 種及びスラッグ・セメント 1 種を用ひ、促進法に依つて試験した。此の試験結果よりポルトランド・セメントは硫酸鹽類に對して最も抵抗性が弱く著しく浸蝕されて短日月間に完全に崩壊をなした。一方、プッツラン及びスラッグセメントは抵抗性が非常に強大であり少しも崩壊の兆候が認められなかつた。然し 10% 硫酸苦土溶液の場合は趣を全く異にして居り、此の時にはプッツラン及びスラッグ・セメントは割合に徐に強度が低下した。

各種セメントに對する稀釋硫酸鹽の影響 濃厚溶液を用ひた試験は實際問題に即さないから茲では下記の稀釋溶液 (全濃度 0.08%) に就いて試験した。

(1) CaSO_4 (2) Na_2SO_4 (3) MgSO_4

(4) $\text{CaSO}_4 + \text{Na}_2\text{SO}_4$ (5) $\text{CaSO}_4 + \text{MgSO}_4$

(6) $\text{Na}_2\text{SO}_4 + \text{MgSO}_4$ (7) $\text{CaSO}_4 + \text{Na}_2\text{SO}_4 + \text{MgSO}_4$

此の他に比較用として 10% Na_2SO_4 及び MgSO_4 溶液に就いても行つた。セメントはポルトランド・セメント 2 個、プッツラン・セメント 3 個、スラッグ・セメント 1 種であり供試體は 1:3.5 モルタルである。セメントの耐蝕性は浸漬後の供試體の強度變化を見て比較した。此の試験結果より見ると、各稀釋溶液共實際上略同様な成績が現れた。即ちポルトランド・セメントは比較的速に崩壊したがプッツラン及びスラッグ・セメントは崩壊の兆候が見えず、硬化作用は水中に於けると同様に進行して居た。一方比較に行つた 10% Na_2SO_4 溶液中に浸漬したのも稀釋溶液の場合と略同様な趣であつた。然し此の試験でも 10% 溶液に浸漬したものは趣が變り、ポルトランド・セメント供試體の崩壊が比較的遅くなり、寧ろ混合セメントの物が早く崩壊した逆の結果を認めた。斯く MgSO_4 鹽の作用は濃度により大いに變るものであるから濃厚溶液を用ひて試験すべきでない。

清水に對するセメントの抵抗性 之には次記の方法に依る試験を行つた (1) 水和をなしたセメントより石灰の抽出、(2) 凝結したセメント粉末より次で石灰の抽出、(3) 水中浸漬のセメント・モルタルを加熱して石灰の溶出、(4) 水の濾過による石灰の抽出、次に此の結論を述べる。(1) 一般にセメントの耐水性は其の溶解度及びモルタル又はコンクリートに幾分水密性を與へる性質とに依存する。(2) セメント粉末を水で振盪して石灰を抽出する方法はセメントの耐水性を求むるには不満足なものであり、其の溶解度を知るに止る。(3) 最も有效な方法はセメント・モルタルを水で濾過する方法である。之れは推賞すべきものである。(4) 耐水性の値は時間に依る抽出石灰の量或は平均抽出速度として表はされる。(5) プッツラン・セメントは多くの場合ポルトランド・セメントよりは耐水性が強く、之れはモルタルの溶解度少く、水密性の分れたるに依る。(6) プッツラン・セメントの耐水性は混合材の質の良否に直接關係を有す。

コンクリートの收縮 各種のセメントについて容積變化を測定し材齡 360 日の結果を認めると次記の通りである。高強度のポルトランド・セメントは空中養生では容積變化が最小である濕氣養生と濕空連結養生とでは混合セメントの方がより少である。

モルタル、鐵筋間のボンドに及ぼす混合物の影響

此の試験は (a) 純ポルトランド・セメント、(b) 混合物 10~15% を含むポルトランド・セメント、(c) 各種の珪酸質混和材を混じたプッツラン混合セメントを用ひ、30 000 個の測定を行つた。一般に混合物の量が多くなると附着力が減るが此の時は相當した壓縮強さの低下が認められた。結論としては、モルタル或はコンクリートに用ひ得るプッツラン混合セメントは又鐵筋コンクリートにも使用可能な事を認めた。

コンクリートに及ぼす混合物の影響 500~600°C では水酸化石灰と之れに緘く酸化石灰の脱取作用が起り、水酸化石灰は容易に可溶珪酸と混合するからブゾラン混合セメントが秀れた耐熱性を有するものと考へられる。硬化した各種のセメントに就いて 900°C 近の温度にて理學的及び強度の試験を行ひ其の結果は次の通りであつた。珪酸物質(礬土製造の残渣)を含む混合セメント、スラッグ・セメント、礬土セメントには水酸化石灰の存在を認めない。總てのセメントは 200~355°C 以上にて収縮を初め、収縮の度は種々である。珪酸物質、珪藻土、トラスを含む混合セメントは最大の収縮をなし、二次的水和の發熱は各セメントにより區々であるが水酸化石灰の脱水が進むに従ひ、水和熱を生ずる。混合セメントは 800°C 以上では寧ろ發熱が弱く之は明かに脱水遊離石灰の結合に由る。壓縮試験より見ると、混合セメントはポルトランド・セメントより 600~900°C では耐熱が良く、或るポルトランド・セメントは 900°C に加熱した後空中に放置した所崩壊をなしたが、一方混合セメントは其の初めの強さを保つて居た。

大塊コンクリートとしてのブゾラン混合セメント

大塊コンクリート用セメントは低發熱性にして耐水耐鹼性のものなるを必要となすが、良質のブゾランを混ぜる混合セメントは最も良く之れに合致し、此のコンクリートは充分なる強度と不透水性を有す。此のセメントは又石灰の溶出が少なく硬化するに従ひ安定な珪酸石灰鹽を生成するがポルトランド・セメントは多くの石灰を溶出し遊離の石灰が増加する。可溶珪酸と遊離の石灰との結合は徐々に進行するが石灰は結局結合してしまふ故にセメントの發熱は少であると考へられる。測熱試験によると、3日及び7日の初期には混合物(珪藻土)の量に比例して發熱は減少するが28日以後では單味ポルトランド・セメントの發熱と同程度になつた。著者は此の事實を水・セメント比が大なる爲めの混合セメント中のセメント部分は未だ水和作用が完結しない事によると考へる。今日水理構造物に使用する特殊セメントにして、セメント焼塊 60~70% に乾燥珪藻土 20~25% 及び石英砂 10~25% を混じた混合セメントを作つて居る。

早強性ブゾラン及びスラッグ・ポルトランド・セメント 一般に混合セメントは凝結又は硬化が遅く早期の強度が弱い缺點があるから、之れを除く爲めに用ふるセメント焼塊の成分との關係を明にする爲め試験を行つた。即ち種々の化學成分を有する各種の燒塊を實驗室にて造り之に各混合物を種々の割合に混合して混合セメントを造つて試験した。此の結果次の事項が判つた。混合セメントの強度増進は燒塊の化學成分の如何に非常に關係し、早強性のブゾラン或ひはスラッグ混合セメントを造るには燒塊として次の成分の物を必要とする。(1) 高石灰飽和度 1.00~1.05, (2) 高珪酸率 4.00

~5.00, (3) 鐵率 > 2.45. 此の成分の燒塊は燒を充分にすると、之れにブゾラン又はスラッグを混じた混合セメントの早期強度を増進するに良く役立つものであり、其の混合割合も普通の通りで良い。

酸性高爐鑛滓の水硬性 從來セメントに混用する高爐鑛滓は鹽基性の物にして $\text{CaO} + \text{MgO}/\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3$ が 1 以上とされて居たが、最近研究の結果 $\text{CaO} + \text{MgO}/\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3$ が 1 以下の酸性鑛滓も利用し得る可能性が判つた。著者はウラル市の製鐵工場より出る此の比率 0.70, 0.82, 0.58 の酸性鑛滓について研究した。此の鑛滓粉末と消石灰とを混じたセメントの試験から急冷酸性鑛滓は強い反應性のある事が判つた。空中養生より水中養生の方が強度増進が良く空中養生では 1/2~1 年間に強度低下があり、換言すると石灰、ブゾラン・セメントに類似した性質がある。酸性鑛滓を混じたブゾラン・セメントは 3 ヶ月にて或るものはポルトランド・セメント以上に強度を表すが、然し 7 日及び 28 日の早期では一般に之より強度が弱い。要するに代表的ブゾラン・セメントは水中養生に較べて空中養生の方が強度が強くなる。

(103) ポルトランド、鑛滓及高爐セメントに関する獨逸標準規格の改正

“Revision of the German Standard Specifications for Portland, Slag and Blast-Furnace Cements.” Cement & Lime manuf. XII. 12, p. 248~249, Dec. 1939. 福島彌六抄

獨逸の交通・土木省は 1939 年 6 月 20 日附の發令によりセメント標準規格に改正をなした。此れは主に強度の値を修正したものであり、普通品のポルトランド・セメントでは壓縮強さが大になつたが高級品のものは壓縮及び引張強さ共に變らない。表-3 は舊制及び改正規格の數値を表示したものである。將來は單なる引張り試験の代りに曲げ強さ試験をして其の引張應力をも求める様にす。此の場合に普通及び高級品のセメントについて曲げ引張應力の最低値は次の如くなるであらう。

- (a) 普通品 356 lb/in² (7 日, 水中), 712 lb/in² (28 日, 水中)
- (b) 高級品 356 lb/in² (7 日, 水中), 782 lb/in² (28 日, 水中)

試験法は DIN 1165, DIN 1166 に依る軟練モルタル試験である。

表-3. ポルトランド、鑛滓及び高爐セメントに関する獨逸標準規格の改正

| モルタル強度 lb/in ² | 1932 年 標準規格 | | | |
|------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | 3 日 水中 | 7 日 水中 | 28 日 聯結 | 28 日 水中 |
| 普通品 { 壓縮 引張 | — — | 2 560 256 | 4 976 427 | 3 911 356 |
| 高級品 { 壓縮 引張 | 3 565 536 | — — | 7 111 596 | 5 680 427 |

1939年6月20日の改正換算

| | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|
| モルタル強度 | 3日 | 7日 | 28日 | 28日 |
| lb/in ² | 水中 | 水中 | 聯結 | 水中 |
| 普通品 | — | 2 845 | 5 689 | 4 267 |
| 普通品 | — | 256 | 427 | 356 |
| 高級品 | 3 536 | — | 7 11 | 5 689 |
| 高級品 | 356 | — | 5691 | 427 |

施 工

(104) 競技場盛土の土質試験

“Soil Tests Control Stadium Fill.”
E.N.R., April 25, 1940 p. 60~63.
廣瀬 可一 抄

Lynchburg の新市設競技場はフィールドを切取、スタンドに盛土せるもので、1人席當りの建設費は原地表面上にコンクリート又は鋼構造にする場合の1/2~1/3であつた。

圖-12. 競技場合景

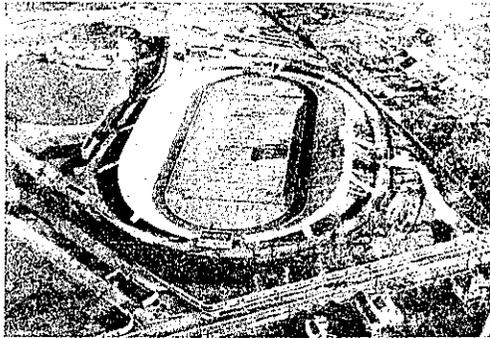
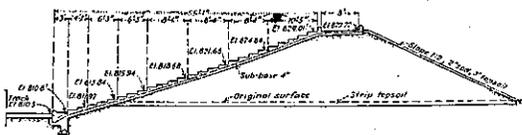


圖-13. スタンド横断面



スタンド内側傾斜は平滑な縦断曲線とし座席は兩側中央部に於いて長さ180'のもの26列作つた。競技場の長邊の端に近づくに従ひスタンドの幅員は狭まり端に於いては3列の座席となるからスタンドのスカイラインは半月形を呈する。この設計を經濟的に實現するには最大13'の厚さに切取り中央に於いて最高18'に盛土しなければならない。

現場の土を Columbia University Soil Mechanics Laboratory に送付した結果赤色粘土と黄色砂粒の一樣な混合で充分荷重に耐へ得る事が判明した。搗固試験の結果土の最大密度は含水率23.5%の場合にして、その乾燥重量は101.0 lb/ft³である。搗固めする場合の含水率は18~27%程度で、この範圍では乾燥重量97 lb/ft³以上である。故に盛土の輾歴は含水率18~26%の場合行ふと規定したが、幸ひ切取土の含水率はこの程度であつた。但し極く僅かな撒水は施工中必要である。

現場で簡単に水の含水率を判別するに次の方法を採

つた。土で直径1 1/2'の球を作り少し押へて碎けないならば乾燥し過ぎてをり、それを3'の高さより平滑な硬い平面に落ちて球に直径1'の平面が出来れば濡り過ぎて居るのである。

完全に輾歴した盛土の下部より採取した土は乾燥重量96.4~96.8 lb/ft³で上記の現場試験が危まれたにも拘らず研究所に於ける試験と照合して満足なる含水率を示して居た。原地表面下より採取せる土の乾燥重量は86.1 lb/ft³であるから盛土の方が密度が大である。依つて表土は掘取り充分輾歴の上盛土した。

盛土の輾歴には Sheepsfoot rooller を用ひ、厚さ10'の層毎に6回輾歴して充分であつたが、10'の厚さに地均しするのは容易でないので3'の層毎に2回輾歴した。薄層に土を擴げると切取の各方面の土がよく混ずるので、盛土沈下を一樣ならしむに重要な盛土の一樣性のためにも有効であつた。

道 路

(105) 米國自動車道路網の計畫に就て

H. S. Fairbank, “Interregional Highways Indicated by State-Wide Highway Planning Surveys.” Roads and Streets, Jan. 1940 p. 37~44.
齋藤 義治 抄

總延長約30000哩の幹線地方道を道路局に於て計畫を樹てた。本計畫は延長より見ると米國全道路の約1%にも足らないものである。先に14000哩の貨取道路計畫が發表されたが、此の貨取道路と幹線地方道との間には別に矛盾は無いのであつて、後者は道路使用者の税に依り財源を求めて居る。従つて各州の確實なる資料を得る爲に計畫調査を行ふ事とした。

最近本道路計畫には350~400億非を要すると云ふが誤解も甚しいものであり、此れに數十億非を加へれば最近20年間の全道路費用となる。實際は此の1/10見當であると思ふ。

幹線地方道は近代交通に對する系統的な道路網の一部であり、此れが計畫には道路計畫調査が必要である。道路で考へなければならぬ事は現道に就ても澤山有る。例へば半径の増大、勾配の緩和、見透距離の増大、舗装、交叉、橋梁の架換、空高の増大等特に都市近傍に於ては多くの問題を殘して居る。今二級、三級程度の道路を本當に組織的に改良して、一級道路と連絡し經濟的效果を上げる様に考へなければならぬ。

今後20年間に本當の道路網を各方面に合理的に配布して財政的政策を考へて行かねばならぬ。我々は今日迄一級道路に對しては低級の道路との網及都市内を落して過して來た。此れが今日迄に此れ以上の遅延を許さなくなつたのである。

本路線は前に陸軍當局が計畫した28700哩の網に更に檢討を加へて決定せるもので總延長約29315哩であ

る(圖-14 参照)。

本道路網は現在の各種の道路並に大都市を直接連結する事であつて、その目標は大體横斷交通には非ずして地方的な交通であり、1日走行距離は1000哩に非ずして100哩のものである。交通調査が明瞭に示す如く現道に於て混亂して居る局部交通の速力を上昇せしめ1日の活動範圍を増大せしめる爲のものである。是如く都市間交通が重である故安全に都市に入る様にせねばならない。本道路網は平時の産業交通に對すると共に戦時の國防道路として極めて有意義なものである。

本道路網の特質は軍事、經濟、社會上より見て成る可く人口の多い都市に接近せしめる。而して都市間の貨物交通に便ならしめるのである。今人口と網の關係を見ると圖-15の如く極めて網が合理的である事が解る。

各州の協力に依り道路局は道路の一般的性質を示す資料を集め、地方別、路線別に圖-16の如く整理した。其の内容は必要な道路用地幅、路面、現道幅員、半徑小なる所、急勾配な箇所、見透距離の小なる箇所、交通量、事故等を一括して圖示せるものであり、道路の狀況が一目して解る様にしたものである。

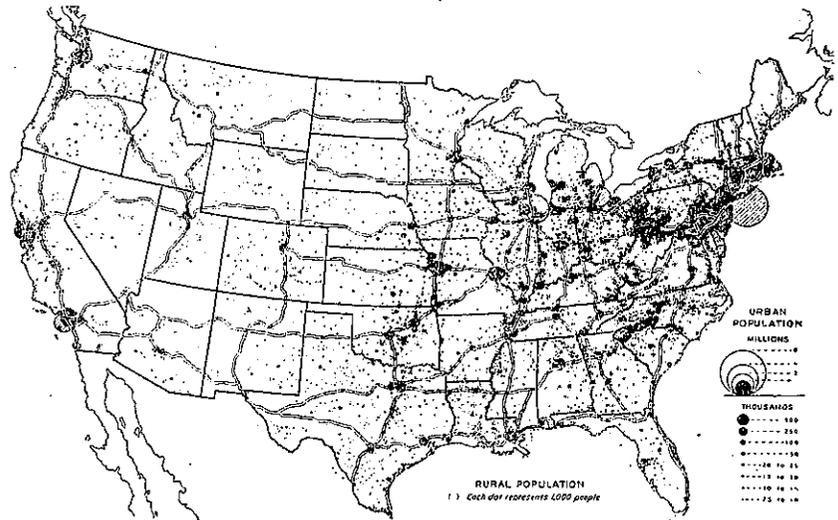
本圖表より解る如く交通量の多い所は幅員擴大が困難であり、結局舗裝幅當りの交通量は可成り大きな値となつて居る。

本道路は1車線幅 12' とし、1方向 2車線とし中央に車線區別の分離帶幅 2~4' を設けた。勾配は 3% 以下、見透距離は出来るだけ大とし、屈曲半徑の曲率は 3 度以下とした。

圖-14.



圖-15.



(106) 1939年のコンクリート舗裝界

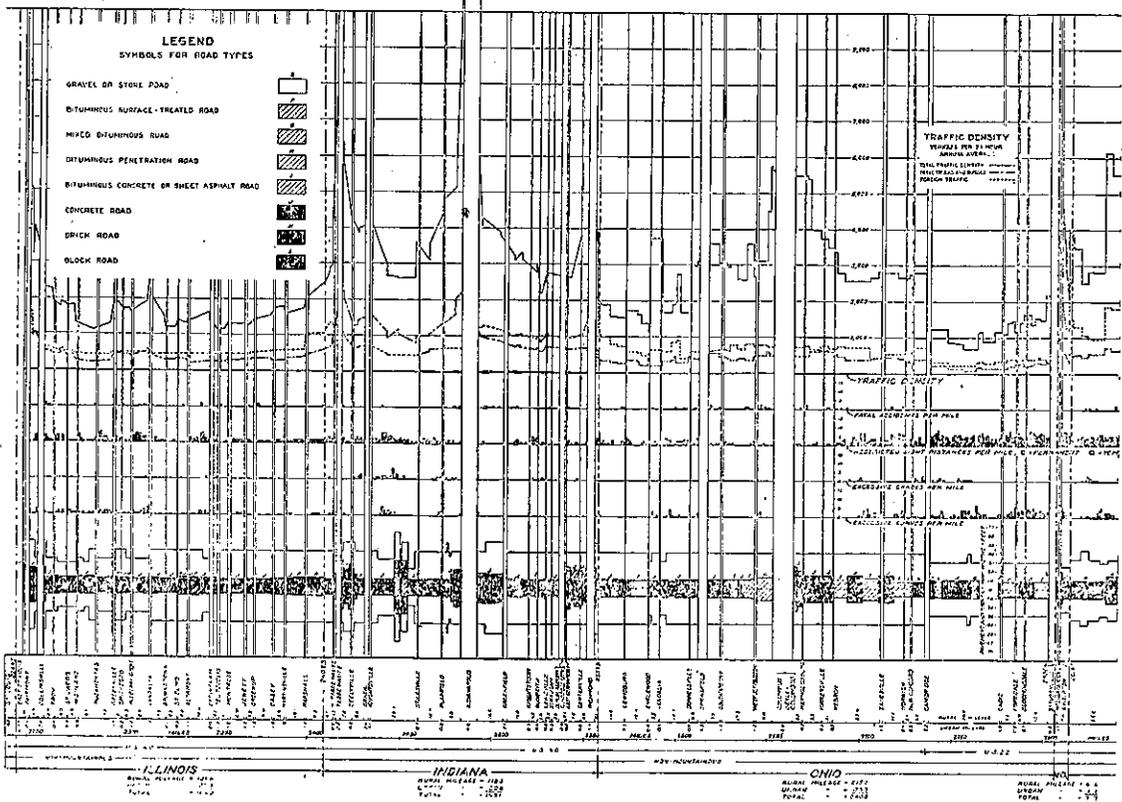
(W. F. Tempest, "Development Regarding Concrete Pavements During 1939." Roads and Streets, Jan. 1940 p. 86~87
齋藤義治抄)

最近急速に實用化されて來たコンクリート舗裝の材料の方面も年と共に進歩して居る。設計に當つては交通、其の他の條件に應じて經濟的に安全且快感を與へる様に注意せねばならぬ。

1939年に於ける進歩

道路の全幅員を有効に利用する爲に車線毎に線を引いて區別をした。其の方法としては黒色の材料を幅 6" にコンクリートの表面に入れた。材料は酸化鐵を使用し厚 1/8~1/4" である。一例を述べると(light reflecting precast curb)と言ふ縁石を車線の區別に使用したもので圖-17の如く New-Jersey にて施工せしもの

圖-16.



である。コンクリートには白色セメントを使用した。
 最近の立体交叉の橋梁は単純にして剛性なる敢ラーメン型を主として採用して居る(圖-18参照)。
 設計に於て特に目立つた變化は車線の區別である。現在4~6車線の道路が約1000哩工事中である。同道路の約83%はコンクリート舗装で各舗装は土地の

圖-17.

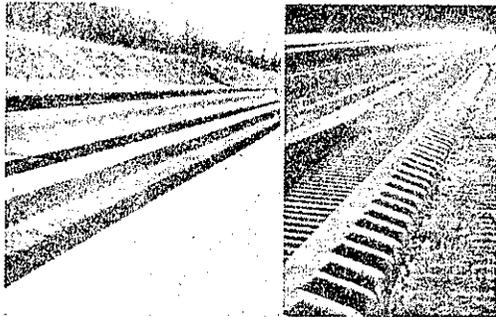
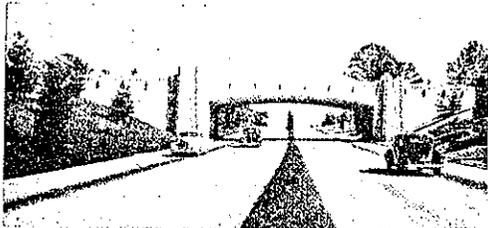


圖-18.

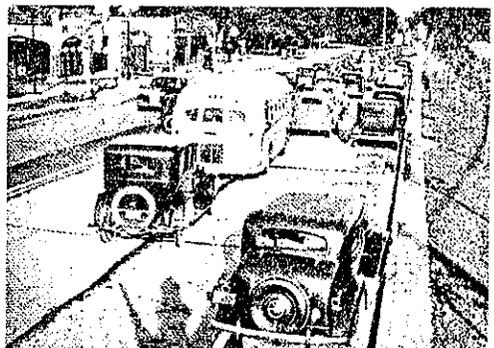


條件及交通に適應せしめて居る。
 車線を區別する中央車線分離帯にも特別の標準はな

圖-19.



圖-20.



く、遊歩道、歩道及唯區別する丈のもの等がある(圖-19, 20 参照)。

分離帯の幅は 4~40' で場所により異なるが平均 20~24' である。又車道の幅員も外側車線は内側車線より一般に廣くしてあり、勾配を附してある。1939 年の代表的なものは圖-18 に示す Merritt parkway であり實に美事な道路である。

1939 年の間に 4~6 車線の道路が相當完成された。此の道路は都市に在りては高架又は地下として分離して交通問題の解決に努力して居る。

最近の傾向として伸縮目地は相當長い間隔とし、其の中間に龜裂よけの目地を附す様になつた。然も相當實施されて來た。

非常に重要な事は鋪装面の平滑性である。現在採用されて居り、各州の程度は全州の約 2/3 は 10' 當り凹凸が 1/8' 以下であり 1/4' のものは無い。此れは十分の注意を必要とし且請負人の名譽として居る。

橋梁及構造物

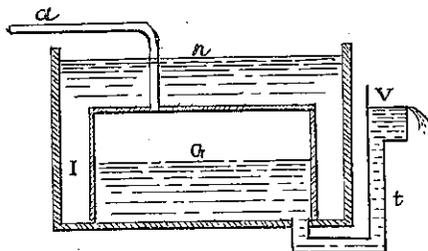
(107) 炭化水素の水壓式タンク (Miozzi 式)

(Le Génie Civil, 30 Decembre, 1939, p. 473.)
森 茂 抄

Génie civil の 10 月 21 日 及び 28 日號、及び 11 月 18 日號に炭化水素殊に揮發油を最良の状態に貯藏する爲めに使用せられるタンクの主要型式を述べた、Venise 市技師長 Eugenio Miozzi 氏の考察せる、極めて好成绩のタンクの模型を簡単に述べて此の研究を終らうと思ふ。Italie に於ては此の式の大容量のタンクが數多使用せられ或は建設せられつつある。

圖-21 に此のタンクの略圖を示す。炭化水素は管 a によつてタンク G に貯藏される; G の下部に水を張り揮發油を此の上に浮ばせる; 管 i により G と、溢水口を兼ねる横の水槽 V とを連絡する; 浮子附調節弁が此の水槽を常に満水に保つ、従つて G 内の壓力は一定にして水槽 V の溢水口により定まる水高に相當する; G 内の水面は貯藏する揮發油の量の變化に従ひ昇降し G には常に空間が無い。

圖-21. Miozzi 式揮發油タンクの略圖



揮發油タンクはコンクリート造の外側タンクに包まれ、兩者間の空隙 I は n 迄水を入れ n は水槽 V の

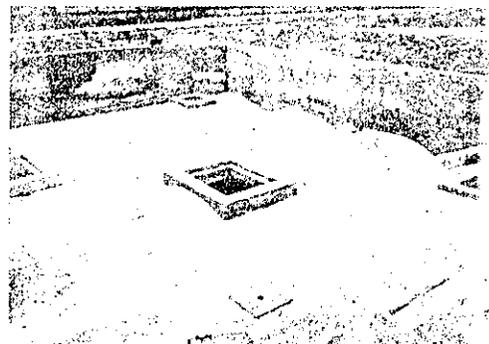
溢水口より高くする; 従つてタンク G の外側の水の壓力は常に内壓より大となる; 夫故 タンク G の周壁が透水性であつても炭化水素の漏出は無く唯若干量の水が周壁を透過して連続して底に達し遂に溢水口 V より溢れる。従つてタンク G を簡易な石造或は必要あれば中空煉瓦でも造ることが出来る。タンク G の壁を透過せる水は尙ほ此の壁に連絡せる皮膜を造る有利な作用を有し、此の膜は炭化水素全體を包んで揮發油と壁との接觸を防ぐ。

タンク G に起る問題の漏出は揮發油の逸出を來たさないといふのは單に水が外部から内部へ透過し V に入るのみである。更に、此の全體の何處かに龜裂が生じた場合は自動的に示される。V の水位が下降する場合はタンクの底に龜裂があり土中に水が逃げることを示す; 外槽の水面 n が降下する傾向があり水が V より溢れる場合はタンク G の壁に龜裂のあることを知る; 最後に、V より溢水無く水面 n が降下する場合は外槽に龜裂があり其れより水が土中に逃げることを示す。

此の式によれば、液體は常に自由に膨脹することが出来る且つ蒸發が生じ得ぬ故、溫度變化に因る揮發油の損失を除くことが出来る。

此の式の利益の一つとして鋼製部分の使用を避けることが出来る; 此のタンクを造るに使用せられる鐵の量は揮發油容量 1m³ 當り 2kg に減少することが出来る; 實際に、今日迄建設された此の式のタンクに使用せる鐵の量は、用心のため、過大の安定を與へんとして 1m³ 當り 7kg に定められて來た。此のタンクは完全に土中に造られ、其の經費は通常の露出タンクと同一程度である。

圖-22 Miozzi タンクの上部



隧道

(108) Rotter dam マーシュ河底隧道工事

(“Des tunnels pour piétons et pour véhicules sous la Meuse, a Rotter dam” Génie Civil février 17
藤森謙一抄)

計畫概要 河底隧道は 1933 年アントワープでエスコ-河に完成したのがある。アントワープに於ては自動

車用隧道と歩行者、自轉車用隧道を全然別に築造したが Rotterdam に於ては一断面に全部を包括せしめる様に設計した。設計の基準とした交通量は次の通りである。

| | | |
|-----|------|--------------|
| 自動車 | 年 | 12 000 000 臺 |
| 自轉車 | 1 時間 | 3 200 臺 |
| 歩行者 | 1 時間 | 32 000 人 |

自動車道、自轉車道、歩道の断面及び配置は圖-23 の如くであつて自動車道の勾配は最大 3 ½%、曲線の半径は最小 300 m と定めた。隧道築造箇所の水深は平均水準面以下 11.50 m になる様に設計した。

施工概要 隧道全體を、出入口坂路、地下隧道、換氣塔並びに自轉車歩行者登降口、河底隧道の 4 箇所で大別して施工した。河底隧道施工法は各種工法を比較研究の結果ケーソンを沈設せしめる工法に決定した。

i) 河底隧道部分の施工

河底隧道は之を 9 個の部分に分ち、一單位の大いさは長さ 61.35 m、幅 24.77 m、高さ 8.39~9.52 m で鉄筋コンクリート造である。断面は圖-23 の如くであつて車道の下が換氣通風管になつてゐる。

圖-23. 河底隧道の断面

a: 自動車道 b: 自轉車道 c: 歩道

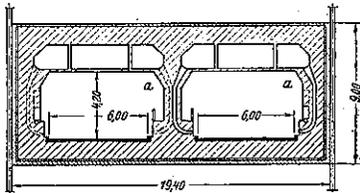
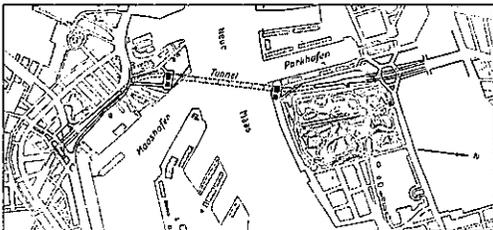
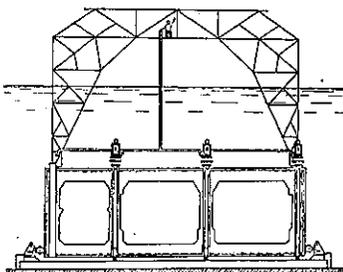


圖-24. マーシェ隧道平面圖



各ケーソンは乾船渠内で造られ、先づ下部半分だけコンクリートを打ち、外部を仕切板で塞いで河に浮べ、沈設箇所に向航し、然る後残りのコンクリート打ちを實施する。各ケーソンは重量 24 500 ton、排水量 13 000 ton である。いよいよ沈設する前にケーソンの臺となるべき鉄筋コンクリート梁を底に掘付け、ケーソンには沈設に必要な装置——誘導塔、位置調整装置等——を取付け浮きを取除いて然る後沈設する。沈設したら直ちに臺の梁を基準にして水壓ラム應用の調整装置でケーソンは左右、上下に微動し定位

圖-25. 先に沈設せる梁に取せて位置を調整中



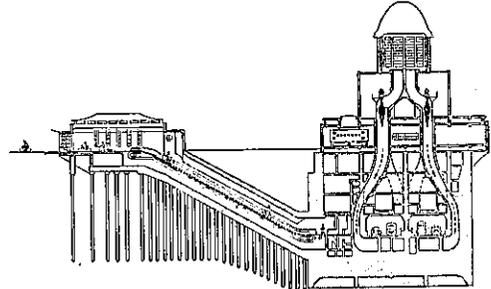
に至らしめる(圖-25)。次に河底とケーソンの底面の間に砂礫をつめる爲に 3 本のパイプをさし込み、中央の 1 本より

砂礫流を送り、左右のパイプより同量の水を吸上げる。この様にしてケーソンの下には密な砂礫層が出来る。

次にケーソンの接合であるが、先づ相隣るケーソンの外壁にトタン板を二重にあて、その間に水中コンクリートを打つた後接目に沿つて細長いニューマチック・ケーソンが置かれる。このケーソンの中で接目のコンクリート打を行ふ(圖-26)。

ii) 換氣塔並に自轉車、歩行者出入口の施工兩岸の換氣塔は河岸に近接して築造され、基礎はニューマチック・ケーソンを使用した。この構造は圖-27 の如くであつて、ケーソンの下端は平均水準面下 21.85 m である。地質は砂質で水面を基準とし -19 m 迄細砂、-30 m 迄粗砂、その下は粘土、ローム、砂の層である。

圖-27. 換氣塔 自轉車 歩行者出入口 断面



iii) 地下隧道の施工 断面は圖-28 の如くで、鉄矢板を兩側に打込み、その間を掘り下げて施工した。地下水位が高いので、これを下げる爲に矢板の外側にパイプを打込みポンプで揚水しつつ施工した。この基礎は右岸側は地盤堅硬にてその儘とし、左岸側はフランキー杭を使用した。

iv) 出入口坂路の施工 坂路の基礎は杭打に依つた。地下水位以下を木杭としその上にコンクリート杭を繼いだ。路面の舗装は黄色クリンカーブロックで行つた。

工 費

工費は全體で 350 000 000 フラン(約 3 500 萬圓)でその内譯は

隧道工事 2 860 萬圓 附帶工事 500 萬圓
設計監督費 140 萬圓

である。昨年暮の調査に依ると、物價高騰の爲に工費は全體として増加する豫定である。

圖-26. 隧道ケーソンの接合

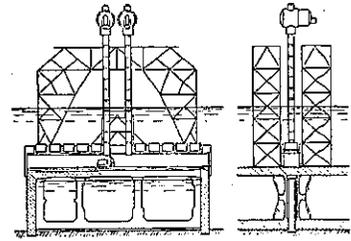


圖-28. 地下隧道断面

