

# 参 考 資 料

第二十卷第三號 昭和九年三月

## アーチ構造物の静水學的類似性

(“A Hydrostatic Analogy for Arch Structures.” by H. M. Westergaard.)  
Eng. News-Record. Dec. 28, 1933, p. 788.

第一圖 (a) に示す固定端の弾性アーチ内の應力及びその撓みと影響線 (influence line) は水に浮ぶ木片に就て考へると求められる。これは Hardy Cross 氏によつて紹介された長柱比論 (column analogy) と密接な關係を有し且つ又これを補足説明して居るのである (University Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin 215, 1930 参照)。説明は省略するが、弾性アーチの解析法で説明出来る。

第一圖 (b) は水に浮かされた木片でこれを浮きアーチ (floating arch) と呼ぶことにする。この中心線は元のアーチの中心線と同形且つ水に浮べられた時には水平面内にある。浮きアーチの頂部及び底部は平面で、その横断面は一定の高さを有するが幅はそれぞれ各断面によつて異なる矩形である。即ち

$$\text{各點の幅 } w = \frac{1}{EI}$$

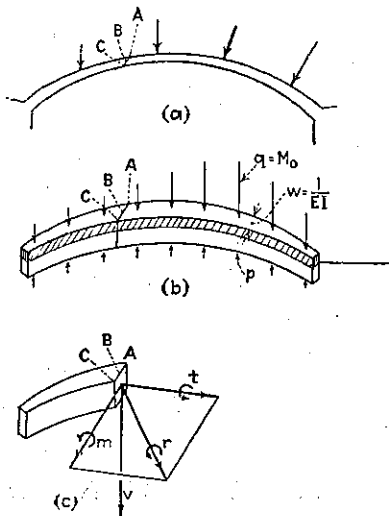
$E$ : 元のアーチの弾性係數

$I$ : 元のアーチ横断面の慣性モーメント

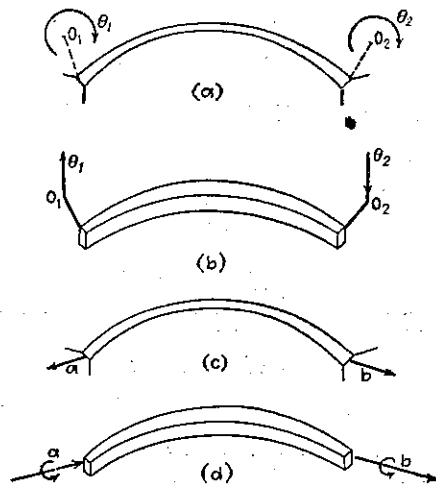
$w$  の大いさは小さく選ぶべきである。この場合浮きアーチは剛體として取り扱ふ。

浮きアーチは單に鉛直力と鉛直面内にある偶力の作用のみを受ける。鉛直力は第一圖 (b) の如く單位面積に  $q$  なる分布荷重か或は第二圖 (b), 第三圖 (b) の如き集中荷重  $Q$  が作用するものとする、但し符號は下方に向ふを (+) とする。偶力  $T$  は第二圖 (d), 第三圖 (d), (f) に示す如く水平ベクトルで代表される。これ等の荷重は浮きアーチに動搖を起させる。

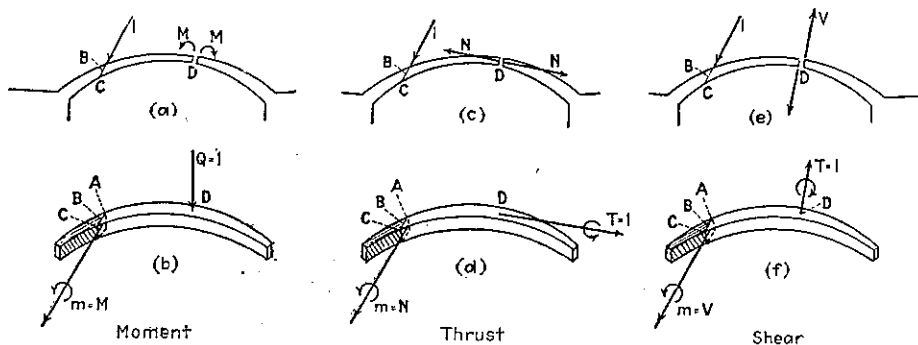
第一圖



第二圖



第三圖



荷重を表はす大いさは浮きアーチの頂部が水面上にあり、底部が水面下にある様出来るだけ充分小さくする必要がある。動揺によつて底部には單位面積當り  $p$  なる揚壓力が働く。

外力  $q, Q, p$  及び外力偶  $T$  は第一圖 (c) の断面 ABC に應力を生ぜしめる。ABC 面は中心線に必ずしも垂直なるを要せぬ。これ等の合應力は 3 分力で示される。即ち

- 鉛直剪斷力..... $v$  (vertical shear)
- 曲げ偶力..... $m$  (bending couple)
- 捩り偶力..... $t$  (twisting couple)

で矢の方向を (+) とする。偶力  $m, t$  はベクトルで示され、その合力はベクトル  $r$  である。若しも断面が B を通る鉛直軸の圍りに回轉するものとすれば剪斷力  $v$  と内偶力  $r$  とは一定でその分力の  $m$  と  $t$  とが變はるのみである。次に述べる 10 項目の中最初の 7 項目は軸縮 (rib-shortening) が無視せらるゝ程小さい固定端アーチに應用されたものである。

- (1)  $M_0$ : 左側橋臺の或る假定反力と荷重とによる元のアーチ内の曲げモーメント
- $M$ : 左側橋臺が移動せぬ場合の眞の曲げモーメント

とすれば

$$M = M_0 - M'$$

但し  $M'$  は所要訂正值である。この訂正值は浮きアーチから求めることが出来る。今  $q$  を浮きアーチ頂部單位面積上の  $M_0$  に等しいと置けば、浮きアーチが漸位置で平衡状態をとつた時、底部に働く揚壓力の増加  $p$  は  $M'$  に等しいことになる。單位面積の鉛直力  $(q-p)$  は所要曲げモーメント  $M$  に等しい。

(2) 橋臺移動せぬ場合、荷重によつて生ずる元のアーチの或る断面の回轉角 (右廻りを (+) とする) は第一圖 (a) の如く、浮きアーチが  $M_0$  なる荷重を受けて居る時その断面の鉛直剪斷力に等しい。

(3) 橋臺が移動せぬ場合、荷重によつて生ずる第一圖 (a) で元のアーチ中心線上或點 B の BC 方向の撓みは、浮きアーチの荷重  $M_0$  なる時の断面 ABC 内に於ける曲げモーメント  $m$  に等しい。

(4) 橋臺が移動せぬ場合、荷重によつて生ずる元のアーチ中心線上或點 B の合成撓みは、浮きアーチの荷重  $M_0$  なる時の ABC 断面に (第一圖 (c)) 働く合成偶力 (ベクトル  $r$ ) によりその大いさ及び方向が與へられる。

(5) 橋臺が  $O_1$  及び  $O_2$  の圍りに夫々  $\theta_1$  及び  $\theta_2$  だけ回轉して動いた時は (第二圖 (a)) 浮きアーチには  $M_0$  の外、更に第二圖 (b) に示す如き力の荷重も加はる。 $\theta_1$  及び  $\theta_2$  の力は水面上  $O_1$  及び  $O_2$  にまで延びて居る丈夫な目方のない腕 (arms) の端に働いて居る。(1) から (4) 項目迄のものは何等他を變化せしめず應用出来るものである。

(6) 第二圖 (c) に擴大して示してある如く、橋臺がベクトル  $a$  及び  $b$  よつて或る轉移をとるも、浮きアーチは尙  $M_c$  の荷重を受け、且つ第二圖 (d) に示されてゐる  $a, b$  2 偶力の荷重をも受ける。

(7) 第三圖 (a), (c), (e) の如く、BC 方向の B 點の單位荷重により生ずる、D 點の曲げモーメント  $M$ 、推力 (thrust)  $N$ 、横剪斷力  $V$  は、浮きアーチがそれぞれ第三圖 (b) (d) (f) の如き荷重を受けた時の斷面 ABC の曲げモーメント  $m$  に等しい。第三圖 (d), (f) のベクトル  $T$  はそれぞれ中心線の切線及び法線である。BC の方向を一定とし B 點を移動せしめると  $m$  の値の圖表が得られる。この圖表は即ち BC 方向の D 點に於ける  $M, N, V$  の影響線である。

(8) 軸縮が無視出來ぬ時、推力  $N$  が既知か或は近似値が解つて居れば計算中に考へられる。即ち或る偶力が浮きアーチの荷重に加へられよばよい。この偶力は第三圖 (d) の  $T$  と同性質のものである。これ等を示すベクトルは浮きアーチ中心線の切線で、中心線の單位長につき  $N/EI$  の大いさを有する。但し  $I$  は元のアーチの斷面積を示して居る。横剪斷力による至は第三圖 (f) に於ける  $T$  の如き偶力を加へ同様に取扱へる。

(9) 固定端アーチの代り 1, 2, 又は 3 鉸式アーチで置換したとしても浮きアーチは同様に應用される。各鉸は浮きアーチの單純支持 (simple support) で示され、浮きアーチはこれ等の支點上で連続と考へられる。各支點は、浮きアーチが荷重を受けず自由に浮んだ場合にとつた位置を常に變へない。3 鉸式だと元のアーチは靜力學的に解き得る。それに相當する 3 支點は浮きアーチの位置を決定する。そう考へると水は單に浮きアーチの重量を支へてゐるに過ぎず従つて水は考慮外に置いてよい。3 鉸が共に右側の橋臺に接近して居る場合には、右側の橋臺を自由端 (free end) で置き換へアーチを曲り片持梁 (curved cantilever) としたものに等しい。それに相當する浮きアーチの 3 支點は浮きアーチを右端で支へて居る曲り片持梁の單一固定端 (single fixed support) としたものに等しい。

(10) 以上の事柄は普通の梁 (beam) にも應用し得られる。

(岡崎三吉抄譯)

## 水路の底部及び側壁に於て相異なる粗度係數

(Separate Roughness Coefficients for Channel Bottom and Side. by Robert E. Horton.)  
Eng. News-Record, Nov. 30, 1933.

水路の底部と側壁とが異なる材料から出來て居るとか、苔が生へて居るとか、或はその他の理由から、底部と側壁との粗度係數が互に異なることがある。これを複成粗度 (composite roughness) と言ふ。今底部及び側壁に對する Kutter 氏或は Manning 氏の粗度係數  $n$  を夫々  $n_b, n_s$  とし、かゝる水路に就て實驗上から得た  $n$  の値を等價粗度 (equivalent roughness) とすると、實驗から得たかゝる水路の等價粗度は唯單一水深にのみ應用出来るに過ぎない。換言すれば底部の粗度が側壁の粗度と同一でない  $n$  との等價粗度は深さと共に異なる。これは次に述べる理由から重要な事柄である。

(1) 底部と側壁との粗度異なるも、一見同質の如く見える水路の色々異なつた水深について、實驗上から得た係數が互にかなり相違して居ることの説明になる事。

(2) 複成粗度を有する水路の或るきまつた水深に對し適當な  $n$  の單一値を選び得るにもかゝらず、色々異なる水深に用ひられる  $n$  の單一値はかなりの誤りを齎らすこと。

著者の知る範囲内では今日迄、側壁或は底部の何れか一方に應用せられ得る係数は知られて居ながら、これ等の複成した水路に對し適當な係数の理論的決定方法が未だ利用されて居らぬ。かゝる場合に對して次に述べる公式は色々の深さに就ての問題の解答を與へるものである。今單位として呎及び秒による Manning 氏の公式を用ひるものとする。

- $A$ : 水路斷面積,  $D$ : 水深
- $P$ : 潤邊...對稱的斷面に於ては  $(B+2L)$ ,  $B$ : 底幅
- $L$ : 水深  $D$  なる時の斷面の側壁幅矩形斷面に於ては  $L=D$
- $S$ : 勾配,  $R$ : 徑深,  $v$ : 平均流速
- $n_s$ : 側壁の粗度係数,  $n_b$ : 底部の粗度係数
- $n$ :  $v, D, B, L, A, R$  の値から計算された斷面全體としての見かけの粗度係数

とすると,

$$v = \frac{1.486}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (1)$$

或は 
$$n = \frac{1.486}{v} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2)$$

若し  $n_s$  と  $n_b$  とが異なるならば上式の  $n$  は底部或は側壁の何れの正しい値でもなく、斷面が一様な粗度を有し、水路の寸法、水深及び勾配が同一で、同一速度を與へる場合の  $n$  の値を示してゐる。

異なる二つの水深に對して  $n$  が知られて居る水路の  $n_s, n_b$  の値は次の如くして誘導される。

$$v = \frac{1.486}{n} \left( \frac{A}{B+2L} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (1a)$$

この式の逆数は

$$\left( \frac{1.486 S^{\frac{1}{2}}}{v} \right)^{\frac{3}{2}} = n^2 \left( \frac{B+2L}{A} \right) = n^2 \frac{B}{A} + n^2 \frac{2L}{A} \dots\dots\dots (3)$$

前式は等價粗度の  $n$  を用ひると正しいが、底部粗度係数  $n_b$ 、側壁粗度係数  $n_s$  で (3) 式を満足さすべき幾組かの値もある筈である。よつて今この  $n_b, n_s$  を代入して (3) 式に等しいとすると

$$n^2 \frac{B}{A} + n^2 \frac{2L}{A} = n_b^2 \frac{B}{A} + n_s^2 \frac{2L}{A} \dots\dots\dots (4)$$

$z = \frac{L}{B}$  として  $A$  を消去すると

$$n^2 (B+2zB) = n_b^2 B + n_s^2 2zB$$

或は 
$$n^2 (1+2z) = n_b^2 + 2zn_s^2 \dots\dots\dots (5)$$

$n$  と  $z$  とに 2 組の値を入れると

$$n_2^2 (1+2z_2) = n_b^2 + 2z_2 n_s^2 \dots\dots\dots (6)$$

$$n_1^2 (1+2z_1) = n_b^2 + 2z_1 n_s^2 \dots\dots\dots (7)$$

(6)-(7) 
$$n_2^2 (1+2z_2) - n_1^2 (1+2z_1) = 2n_s^2 (z_2 - z_1)$$

或は 
$$n_s = \left\{ \frac{n_2^{\frac{3}{2}}(1+2z_2) - n_1^{\frac{3}{2}}(1+2z_1)}{2(z_2 - z_1)} \right\}^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(8)$$

又  $n_s$  が解れば (7) 式から

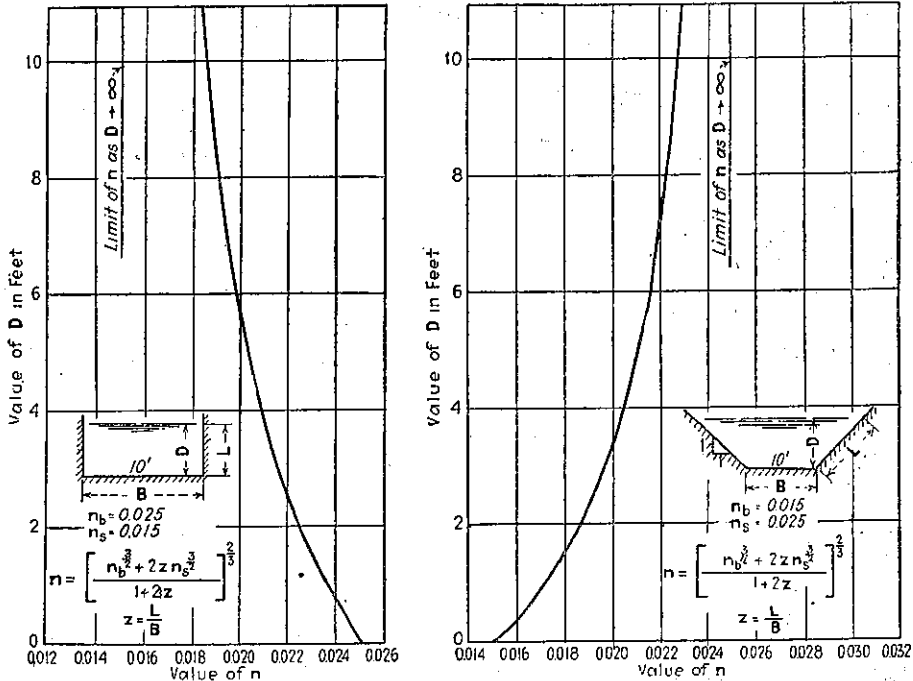
$$n_b = \left\{ n_1^{\frac{3}{2}}(1+2z_1) - 2z_1 n_s^{\frac{3}{2}} \right\}^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(9)$$

よつて  $n_b, n_s$  は何れも上式から求められる。一般に設計の際  $n_b$  と  $n_s$  とが與へられて  $n$  が求められる。即ち (5) 式から

$$n = \left\{ \frac{n_b^{\frac{3}{2}} + 2z n_s^{\frac{3}{2}}}{1+2z} \right\}^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(10)$$

$n_b$  と  $n_s$  とは一定であるから  $n$  が  $z$  と共に變はる、即ち水深と共に變はることは明らかである。 $z=0$  ならば  $n=n_b$ ,  $z \rightarrow \infty$  ならば  $n$  は  $n_s$  に近づく。

圖は矩形並びに梯形の水路に對する (10) 式の圖解である。



(岡崎三吉抄譯)

## 米國に於ける海岸侵蝕作用の調査

(Eng. News-Record, Sept. 7, 1933, p. 281)

1年半の實驗の後、米國陸軍省の海岸侵蝕調査局では、その結果を中間報告として公表した。その内容は海岸附近の流速、砂の運動、普通の海岸及び入江に於ける侵蝕の割合、防波堤の作用等に就てであつて、以下結果を簡單

に述べる。

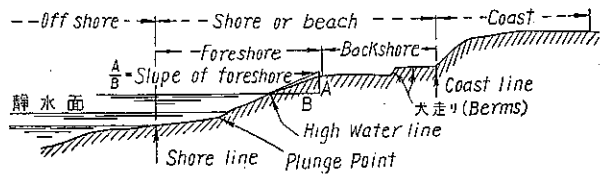
Board of Commerce and Navigation が New Jersey の海岸で 1840 年から 1920 年迄になした實測に依れば、平均の侵蝕は 153 呎、即ち年約 2 呎と報告してゐる。海岸侵蝕調査局の意見によれば、この數字は、この海岸では侵蝕と増長とが約約合つてゐるがその程度は人工的に變化され得る程度である事を示すと云つてゐる。併し New Jersey 海岸の性質上これが果して侵蝕であるか又海岸線の後退であるかはつきりしない。

海岸侵蝕調査局の調査方法は、砂の運動は視察によつたり、水のサンプルによつて調べ、流速は浮子や特製の小流速計に依つた、海岸の勾配や砂の大きさは實測により、防波堤や岸壁の安全度に對しては實物に就てやつたりモデルで調べた。

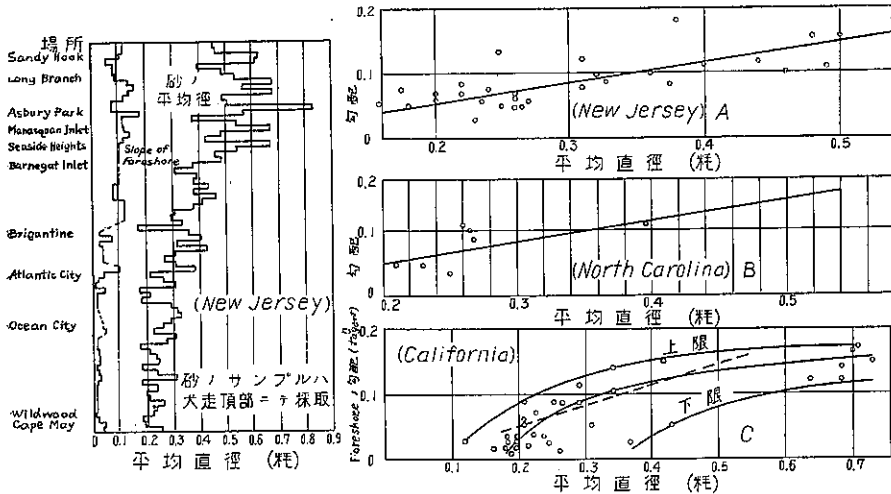
調査局では先づ第一圖の如く名稱を決め又 foreshore の勾配は高潮面線の所の正切で計ることにした。

第二圖は foreshore の勾配と砂粒の大きさとの關係を圖示したもので A に於ける點線は別な方法で M. P. O'Brien 教授が調査した結果で

第一圖 標準海岸断面の各部の名稱



第二圖 砂の平均直徑と Foreshore の勾配との關係



ある。尚第二圖左圖は New Jersey 海岸に沿ひ調べた、各場所毎の砂粒と foreshore の勾配との關係である。これに依れば Asbury Park 附近が一番海岸も急で砂粒も荒いことがわかる。尚この海岸の最多方向の潮流は北部では北向きで南部では南向、その境界は Seaside Heights 附近であつた。

海流や波の運動の調査は、浮子や錘をつけた木球や流速計でやつた。こゝに海流とは潮流、風による流れ、岸に沿ふ流れ等を含む。潮流は最大毎分 5 呎に達した、干満により往復する潮流 60 回を觀測しこれを sum up してその剰余を外海に向ふ海流と見做したが、この流速も大體同じ大きさだつた。海岸附近の風による海流と、風の方向との關係は何もわからなかつた、海岸に平行な海流は、1 年間に涉り毎日浮子で測つたが plunge point の外側 10~15 呎の所で平均毎分 30 呎、最大 240 呎に達した。波の各部の流速や水分子の運動を調べるには流速計や浮

子を用いた。色々な氣象状態で 1100 回の観測の結果、平均流速は陸向きが 1.33 ft/sec、海向きが 1.29 ft/sec となつた。併し瞬間的のものでは、その流速 5 ft/sec に及んだものもある。上記の數字は丁度細砂を動かすに足る最小流速と同じである。

砂の運動を調べるには、海岸に直角に犬走りの頂部から平均潮面の所まで溝を掘り、そこに赤い砂を積めてこの砂の動きにより調べた。静穏の時には、この赤砂は少量しか動かず、附近の砂がこの上に 2 ft も積つた。荒天の時には砂濱に侵蝕が起り、はつきり砂の動きも認められ、速さ約 2 ft/sec 位あつた。赤砂も plunge point の所が侵蝕され海岸に沿つて 200 ~ 500 ft も動かされた。

水中の砂の運動は岸からの距離や深さが増すに従ひ段々減じて行つたが、それは一様ではなかつた、岸近くでは砂は波にまくられその結果岸沿ひに動かされる。深い所では、僅か砂の表面が亂される程度だつた。

相當長い間、海岸から數百呎離れた所迄深淺測量をやつた所次の事がわかつた。即ち海底は段階をなしてゐる所でも平らな勾配をなしてゐる所でも同じ様な運動をしてゐる。

こゝでは相當多量の砂が動く。一例として、海岸から 800 ft 離れ、深さ 18 ft の所で 21 日間に深さの變化が 5 ft あつた。海岸からもつと遠い、もつと深い所ではこれ以上の變化のあつた所もある。併し一般に海岸から離れるに従ひ、深さの變化は少い。

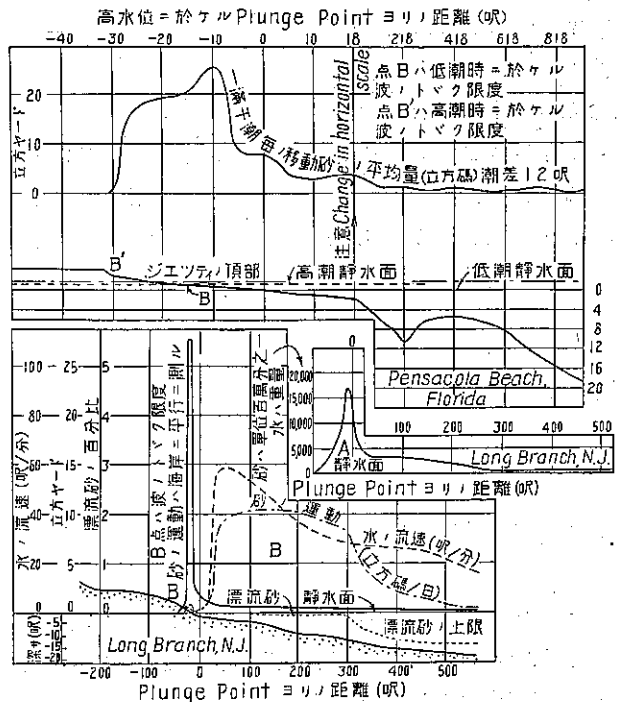
海岸を去來する砂の運動の原因を知るべき資料は何も得られなかつたが、調査局の云ふ所によれば海岸の漂砂は遠い外海からの砂の「寄せ」に強制されて週期的に動き、そして砂が外海のもつと安定した地帯に落付いて行くところの動きも少くなるらしい、若しこれが起れば、その海岸は侵蝕状態を呈するだらう、と云つてゐる。

侵蝕作用は外海の段狀地帯の成生と同時に起り、海岸の成長作用は段狀地帯の破壊と共に起ることもあるらしい、併し調査局は結論として、外海のお底を海岸を構成する物質のもとに見做すことは出来ぬと述べてゐる。

波の作用の爲、浮遊する砂の量に就ては、3 年間に涉り色々な天候の時、海岸より 5000 ft も離れた所まで、色々な深さ、色々な所で観測した。砂の含有量は波高に比例し、底に近い程多い、これと plunge point からの距離との關係を圖示したものが第三圖 A である、これによれば plunge point では含有量は重量比で 100 萬分の 17000 となる。Long Branch に於て観測した、砂の含有量と岸に沿ふ海流の速さ及び水深との關係を圖示したものが第三圖 B で、これによれば、plunge point からの距離 1 ft 當りの、岸沿ひに移動する砂の量は 10 立方碼以上になる。

多量の砂の運動する證據は砂嘴の成生や發達

第三圖 岸沿ひに動く漂砂量



を見ればわかる。第四圖に Rockaway 砂嘴の變化を地圖で表はした。此處では砂嘴の伸びは 1835 年から 1927 年迄に平均 10 年間につき 2000 呎以上となつた。この砂嘴の端に 1931 年の 5 月から岩石の防砂堤をつくり始めたが、1932 年の秋迄に 30 萬立方碼の砂が溜つた。

調査局では又 New Jersey の灣口に於ける海流や砂の運動に就て特別の調べをした。New Jersey の海岸には澤山の灣口があるが、その多くは漂砂の方向に動く傾向がある。満干潮の海流に差があれば、灣口より離れて三日月形の砂洲の生成される傾向がありこれは風下に延びてゆく。

調査局の云ふ所に依れば灣口の一方、或は兩方の端が鉤形の砂嘴をなして内側に向いてみたり、この端の風上の方が風下の方のよりも突出してゐたり、風上の端が成長し風下のが侵蝕される結果、灣口が風下に移動する等、色々な灣口の狀態により前記の海流の作用は不規則になる。灣口の形は漂砂と海流との關係及び波の作用により支配される。

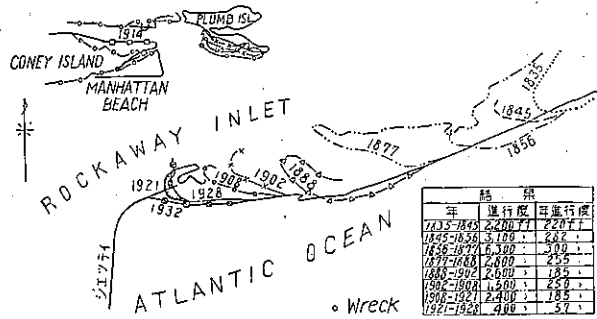
防砂堤は上からの漂砂を止めるから下流側の海岸は侵蝕される。調査局の意見として、防砂堤は平均高潮面の時の碎波高より高くする必要はない、又海岸線に直角に出すのが一番よく、間隔は長さの 1 倍半乃至 4 倍が丁度よい。

漂砂の多い所では間隔を廣くし、少い所は短くすべきだと云つてゐる。第五圖は調査局の推賞した防砂堤の断面を示す。長さは決めてないが、その場所の砂の運動を考へて最も經濟的且つ有效な長さにすべきである。

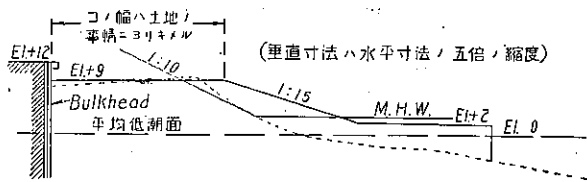
防砂堤を過ぎる砂は foreshore の平均海面高附近を越えてゆき、決して防砂堤の先端を廻るものではない。故に余り高く築造するのは不可で、並列する時には充分砂が下流の防砂堤まで届く様に、第五圖に掲げたより低くすべきである。漂砂の供給のない所に長い高い防砂堤をつくると海岸線は灣の連續した様な形となり、鋸齒狀を呈する。

(伊藤 剛 抄譯)

第四圖 防砂堤築造前の Rockaway Point の成長



第五圖 漂砂多き場所の防砂堤標準横断面圖



## コンクリート及び鉄筋コンクリートの可塑性變形

(E. Probst, Plastic flow in plain and reinforced concrete. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 5, No. 2, pp. 137-141.)

コンクリート及び鉄筋コンクリートの可塑性變形は最近漸く正しく考慮され出した。可塑性變形は彈性變形とどう異なるか、それらに及ぼす荷重及び時間の影響、収縮量、温度及び含水量の變化による影響、これらの問題は凡て廣汎な實驗によらなければ完全な解決は望まれない。



R. Davis はコンクリートの可塑性變形は強度と同様に、セメントの種類、骨材の粒度、水セメント比及び養生法によつて變化することを指摘してゐる。可塑性變形の問題は數學的にも色々取扱はれてゐるが、著者は先づ可塑性變形の考慮は構造物の設計を簡單化する點にあると思ふ。例へば可塑性變形は應力の分布を等布化したり、その他構造物に有利な影響を與へるが、これは新しい理論の發展を俟たずとも現在の解法を、材料の可塑性特性を包含する方向に進展させれば充分解決される問題であると思ふ。

Whitney は拱橋の設計に可塑性變形は死荷重のみに依るものとし、活荷重は弾性理論によるものとした。併し或る種の構造物では活荷重も可成り大きな可塑性變形を呈するものであつて、コンクリート橋の如きでは死荷重の他に活荷重とその振動の影響をも考慮して應力分布の全貌を明かにすべきであると考へる。

今速い繰返し荷重を受けるコンクリート構造物を考へると、この場合可塑性變形に影響するのは時間即ち載荷速度と荷重の強度との二つである。實驗室内で繰返し荷重に依る弾性變形と可塑性變形との差異を觀察するには純壓應力が最も簡單である。著者は Karlsruhe の研究所で、材齡 8 週、10 週、7½ 月、2 年 7 月の 4 個の應壓材に、100 萬回餘の繰返し荷重を加へたが、載荷の最初と最後に於ける弾性變形と可塑性變形との間の比は次表 1, 2 欄の如くなつた。

材	齡	8 週	10 週	7½ 月	2 年 7 月
1.	繰返し荷重初期の弾性變形と可塑性變形との比	1:0.25	1:0.09		1:0.032
2.	繰返し荷重末期の弾性變形と可塑性變形との比	1:1.47	1:1	1:0.2	1:0.06
3.	繰返し荷重初期と末期との可塑性變形の比	1:6	1:10		1:2

この實驗によると弾性變形と可塑性變形との差はコンクリートの材齡と共に増大するが、これは弾性變形が材齡の増加に依つて何等變化を受けないのに反し、可塑性變形が著しく減少するからである。換言すれば材齡の増加による可塑性變形の減少が弾性變形の増大より遙に速かなる爲である。

又繰返し荷重の最初と最後に於ける可塑性變形の比は同表 3 欄の如くなり、材齡の若い方が可塑性變形の大きいことを示してゐる。

次に死荷重と活荷重との何れが大なる可塑性變形を及ぼすかを明かにする爲、徑間 3.0 m の 2 本の桁に次の 2 通りの載荷法を試みた。

1. 90 回/分の速度で 600~7200 kg の荷重を 1100000 回繰返し載荷した後、7200 kg の荷重を 12 日間靜置した。

2. 7200 kg の荷重を 23 日間靜置した後、90 回/分の速度で 600~7200 kg の荷重を 242000 回繰返した。

1. の場合は靜置荷重による方が繰返し荷重によるより大きな可塑性變形を呈したが、2. の場合には繰返し荷重による可塑性變形は靜置荷重による値に達せず、速度を 22 回/分に下げ始めて可塑性變形の増大を見た。繰返し荷重による可塑性變形は 272000 回で最大となり、更に 30000 回加へたがこの値を出なかつた。

載荷速度の影響は、實驗によると一様な速度で加はる活荷重よりは不整な載荷速度の方が大きな應力を發生することを認めた。

最後に高速度の繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート桁の應壓側のコンクリートの可塑性變形が應張側の鉄筋に如何なる影響を及ぼすかを明かにする爲、徑間 3.50 m、材齡 10 月の鉄筋コンクリート桁に 90 回/分の速度で 1000~15100 kg の荷重を 650000 回繰返し加へた。荷重を漸次増加して行くと 4800 kg で最初の龜裂が表はれて、應壓側コンクリートと鉄筋は急激に變形を増大し、コンクリートは可塑性變形を示し、鉄筋の應張力は繰返し荷重の回数と共に増大する。鉄筋の變形率は、最初の 15100 kg の荷重に於て 548/1000000、極限に於て

694/1 000 000 に達し、450 kg の荷重では 468/1 000 000、荷重を全く取去つた際の残留變形率は 226/1 000 000 であつて、鐵筋の應力にして 480 kg/cm<sup>2</sup> の残留應力が働いてゐる。即ちこの實驗によると鐵筋は彈性限以内の應力しか受けなかつたにも拘はらず、應壓側コンクリートの可塑性變形によつて鐵筋は残留應力を發生したことになる。而してこの残留應力が或る量に達すると逆にコンクリートの可塑性變形を阻止する作用を呈する。

以上の實驗室で得た結果を實際に應用すれば、鐵筋コンクリート構造物の設計に當つてはコンクリートの可塑性變形と同時に應張鐵筋には設計者の豫期以上の應力が發生することを考慮すべきである。コンクリートの可塑性變形に依る鐵筋の過重應張力を防止する爲には、鐵筋コンクリート構造物に餘り早期に載荷してはならないことである。即ち鐵筋コンクリート拱橋にあつては成る可く遅く活荷重を加へる程、純彈性拱橋に近づく譯である。

(野坂孝忠 抄譯)

## 石灰及びセメントの現場速成試験

(E. Marcotte, L'essai rapide des chaux et ciments sur les chantiers. Lé Genie Civil,  
Tome CIII N° 18. pp. 430-432)

大工事現場では殆ど何處でも使用するセメント及び石灰の性質を試験してゐるが、一々標本を採取して研究所に試験を委託してゐるは、供給された材料の良否を即座に判斷するには役立つ。併し規格委員會で規定された試験を現場で行ふには比較的高價な設備と熟練した専任技術者を必要とする。それはセメントの試験は同一の材料を同一の仕様書に従つて施行しても、二つの試験所で行つた結果には相當の懸隔が認められるので、標準試験を行ふには先づ技術者を管理された標準試験所に送つて試験方法を見習はせなければならない。

現場特に石灰を使用する現場の如きではこの標準試験は出来る丈簡單且つ廉價なることを必要とし、以下に説明する方法も従来の Vicat の針、張力、壓力試験の如きその取扱の微妙なものは使はない簡略な試験である。

**肉眼試験** 現場主任は少しく注意して配給品を觀察してゐれば色、艶、均質度、塊の有無によつて肉眼でセメント、石灰の品質を鑑別出来る。

**微細度試験** 嚴密には 1 cm<sup>2</sup> に 324 孔を有する篩に 200 gr の材料を採つて 25 回の振動によつて 0.2 gr 以上透さなくなるまで篩ふ。

**硬化試験** セメント又は石灰に一時に水を加へて標準稠度(よく緊つたプラスチックな程度)にする水量は材料の微細度を與へる目安になる。現場では逆に一定の水量(セメントは 30%, 石灰は 50%)を加へて稠度を観る方が簡單である。

硬化試験はセメントは 1 kg、石灰なれば 500 gr を大理石の板の上に採つて中央に窪みを作り、一時に 250 cc の水を加へて 5 分間鏝で強く混捏する。これを厚さ 4 cm の 2 個のケイクに仕上げて、一つは濕氣函、一つは水中に保存し、硬化の始めと終りは指で壓して表面の變形によつて判斷する。硬化の時間は温度によつて敏感に變化するから空中、水中共に 17~19°C の温度に保つことを要す。

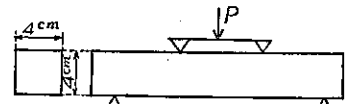
**不變性試験** モルタルを膨脹、分解せしめるマグネシヤや石灰の有無を検する重要な試験である。従來は硝子板の上にケイクを作つて 1 箇月許り水中に浸して膨脹、龜裂、分解の有無を觀察したが、速成の爲、セメントは 100°C まで 3 時間供試體を冷水の中に浸して半時間許りの間に水の温度を上げて 3 時間、石灰は 50°C まで上げ

て6時間浸して置く。

これに用ひる供試體は、直徑、高さ各3cmの眞鍮の環の一方を縦に割つて、この隙間の兩側に環に直角に2本の長い針を取付けた環の中にセメント・ペーストを填め、一定時間浸水後の膨脹を2本の針の離隔によつて擴大せしめる。

**機械的強度試験** 従來は引張り強度は8字型、壓縮強度は一種の長さ4或は5cmの立方形の供試體を一定條件の下に作製、一定日數の後に試験してゐた。これらの試験は作業に非常に微妙、複雑な操作を要し、而もその結果は現場強度と屢々背馳する。

そこでセメント・ペーストとモルタルとで圖の様な梁を作つて彎曲荷重を加へ最大曲げ應力を算出する。尙従來の試験には相當の日數を要するが、Pont et chaussées の研究室で考案した適當な試験法によれば24時間で強度を反映する或數値を得てゐる。



**熱特性試験** ブリキ製の圓筒形の罐を木の箱の中に入れてその間に厚さ5cmに鋸屑を填めた容器を用ひ、罐の中に1kgのセメントをプラスチックに練つたものを容れる。次に水銀溜を綿で包んだ寒暖計をこの中に挿入し、目盛の部分の蓋の外に出して置いて長時間に亘つて溫度を讀取り、時間の函數としての溫度曲線を畫く。この曲線は、先づその形によつて石灰或は天然、普通、高級、混合、鑛滓各セメントの特性を表はし、この曲線と横軸とに包まれる面積によつて化學的活潑性と或る期間後の機械的抵抗力とを表示する。

尙その他これによつて多量のコンクリートを打つた際の溫度上昇とか、長い間貯藏したセメントの風化の程度從つてこれをモルタル及びコンクリートに作つた際の機械的抵抗力の減少等を豫知することが出来る。唯この試験によつて直接豫知することが出来るのは7日、28日の如き短期間後の機械的抵抗力であつて、ブゾラナ或は硅酸セメントの様に3、4年或はそれ以上の長期に亘つて強度の増進するものゝ抵抗力は豫斷出来ない。唯機械的抵抗力は材齡の對數に比例するから將來の抵抗力の如きは計算によつてこれを求めることが出来る。

**見掛の比重試験** 規格による掻き道具と漏斗を使つて枡につめた乾いた粉末を秤量して、製品を鑑識する。

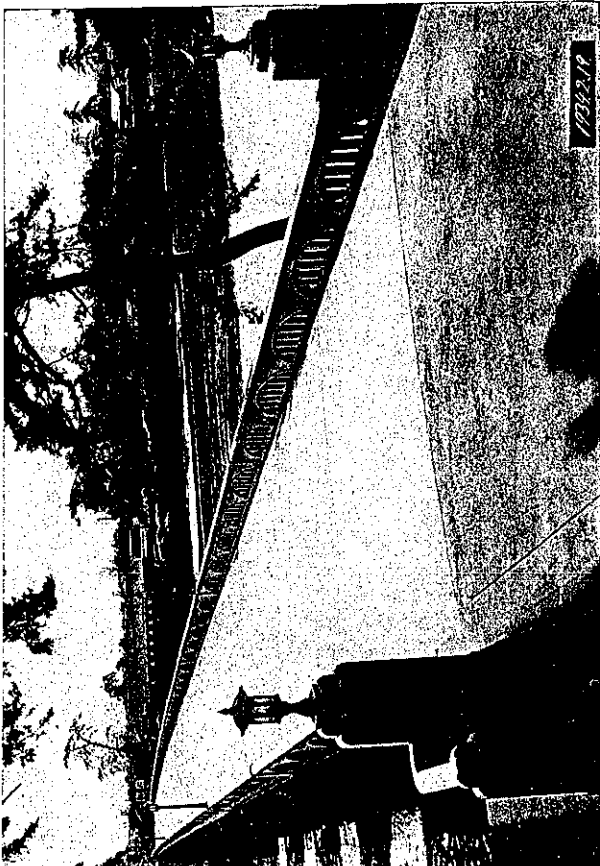
**粘着力試験** Feretの考案した砂利、煉瓦に對するモルタルの粘着力を試験する方法であつて、モルタルを以つて煉瓦を壁に貼附け一定期間（例へば1週間）後に更に第2の煉瓦を最初のものに貼附ける。これを繰返へして一定期間毎に新しい煉瓦を古いものに貼附けて、全體が壞れるまで繼續する。

この試験のセメント、砂及び水の種々の調合による粘着力の變化を知るに便利であるが、唯試験に長時間を要することを缺點とする。

以上の諸試験はセメント及び石灰の購入に當つて、現場に於て簡單且つ短期間にセメントの特性を識別し得る様にセメントの規格試験を改正したものであつて、嚴密な測定は勿論必要でない。（野坂孝忠抄譯）

# 竣 功 せ る 山 國 橋

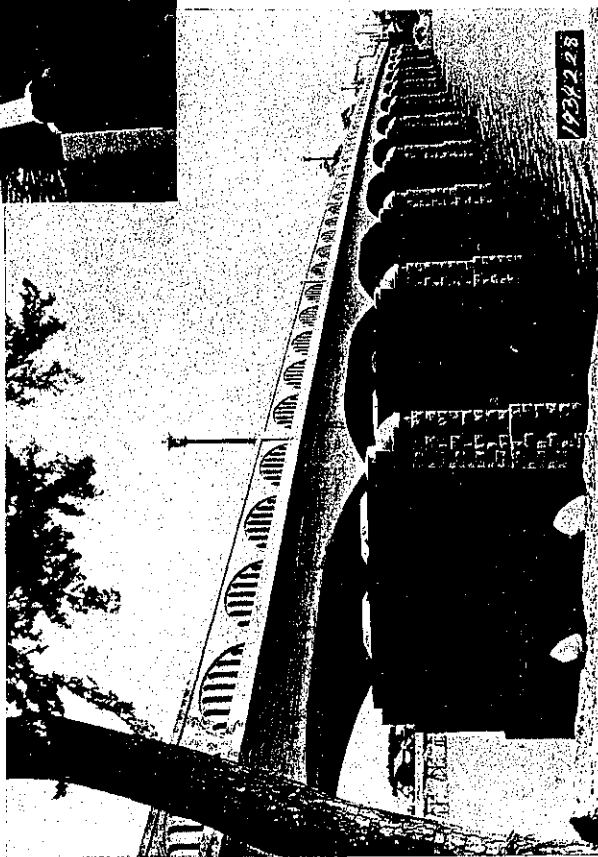
位 置： 福岡縣築上郡東吉富村廣津 山國川架設  
 大分縣中津市外馬場町



構造型式： 3 主桁並列ゲルバー式鐵筋コンクリート橋  
 橋長及び橋幅： 全橋長 214.37 m, 18 支間, 各支間長 16.49 m  
 { 陸着桁長 16.49 m 幅員 { 全 巾 8.60 m  
 { 吊桁長 9.90 m { 有効巾 8.00 m  
 { 橋端吊桁 13.20 m

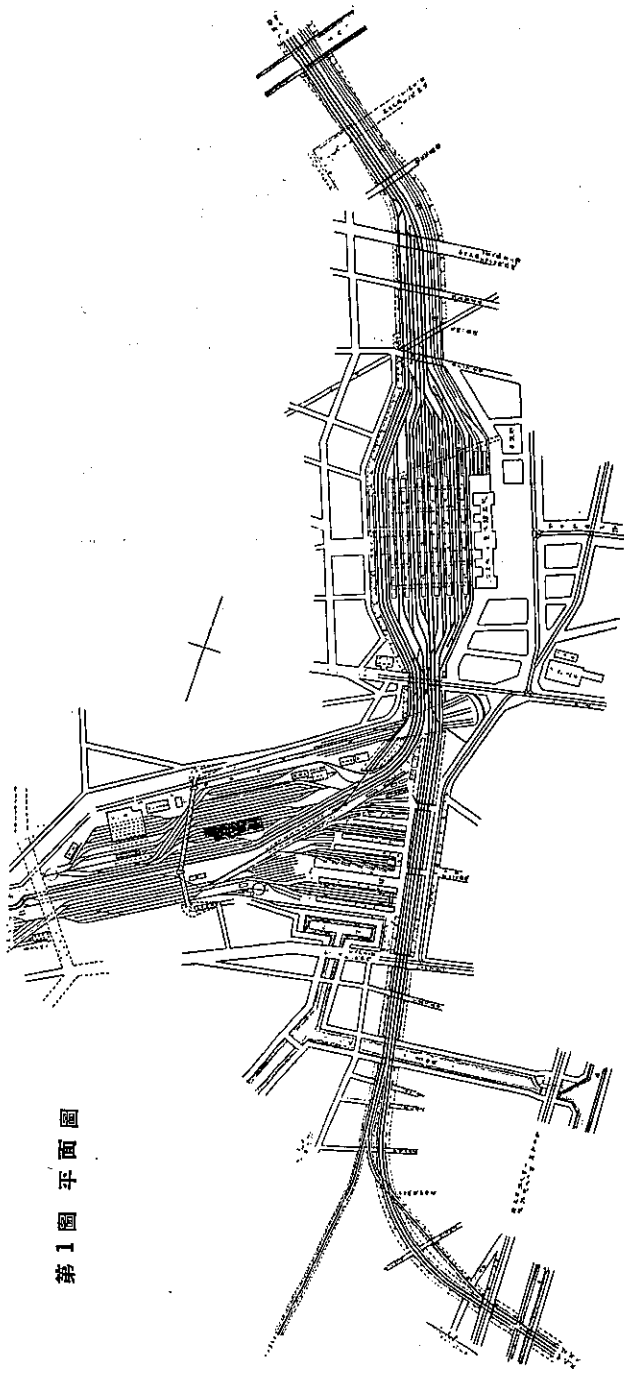
特殊工法： 在來橋脚は煉瓦造にて強度充分なりしを以つて  
 工費節減上ウエール 1 個を沈設し約 4 m 繰足せ  
 り、橋面はソリデチャットにて鋪装照明器 12 個装  
 置

總工費： 117 124.600 圓 (取付道及び雜費を含む)  
 橋梁 1 m<sup>2</sup> 當り工費： 50.300 圓

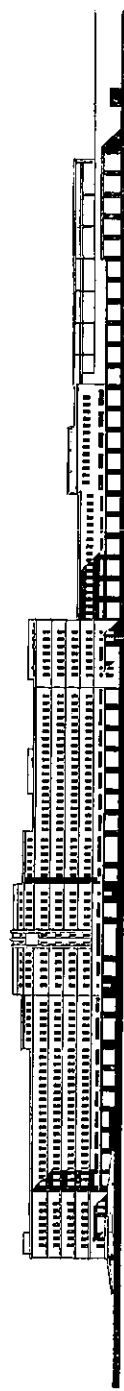


名古屋駅改良工事

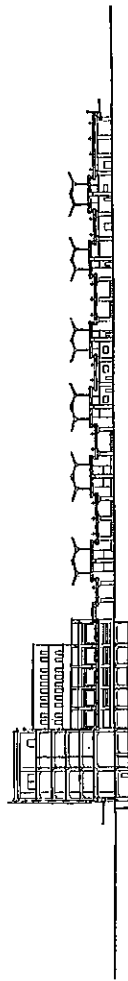
第1圖 平面圖



第2圖 正面圖



第3圖 横断面圖



名古屋駅改良工事は總費額約 25 000 000 圓の豫算を以て大正 14 年より工事を始め第一期工事は昭和 11 年度竣功の豫定である。高架線、旅客驛等は目下盛に工事中であるが驛本屋及び局廳舎等は 9 年度に着手することになつてゐる。