

土 木 研 究 所 報 告

第 九 十 一 号

堰堤頂よりの溢流及び下流洗掘防止 に関する実験的研究 (岡山県旭川第一堰堤)	佐藤 山本 高淵	清弘 幸雄	一之雄 孝	…(1)
流速計係数の変化度について(4)	山本	昌	孝	…(19)
ベイン剪断試験, 貫入試験による軟弱 地盤の調査について	谷藤 福岡 稲田	正正 正倍	三三 巳穂	…(29)
海岸堤防に関する研究(4) ——進行波の碎波限界——	岸		力	…(43)
米白橋(合成桁)に関する実験的研究	田原 脊掛	保哲 二男		…(51)
砂利道の波状現象について ——現場観測を主としたその原因 の考察について——	小林	浩	二	…(93)
国道一号線舗装工事に関する調査報告	齋藤 米倉	義亮	治三	…(111)
舗装コンクリートの施工法と均一性の 関連について	米倉	亮	三	…(127)
御蔵橋耐力試験に関する報告	田原 手塚 国広	保哲 二男	二 薰男	…(135)

昭和三十年八月



建設省土木研究所

正 誤 表

堰堤頂よりの溢流及び下流洗掘防止に関する実験的研究

頁	行	誤	正
15	下 13	流出の係は	流出の係数は
17	表-2	射流水深 h	射流水深 h_0

流速計係数の変化度について

26	表-10 右	係数 (a)	係数 (b)
----	--------	--------	--------

ペイン剪断試験, 貫入試験による軟弱地盤の調査について

30	下 1	結果を比較	結果と比較
38	図-4	変圧板	受圧板

米白橋 (合成桁) に関する実験的研究

57	上 14	[2] で	Ⅲ[2] で
64	上 12	$\eta^{\square} =$	$\eta_2 =$
70	下 12	2 つの場合	2 つの場合
75	下 9	$x_{Nn} = \frac{\frac{C_N C_n'}{6} (1 - C_N^2 - C'^2_{N^2})}{\frac{C'_N C_n}{6} (1 - C'^2_{N^2} - C_N^2)}$	$x_{Nn} = \frac{\frac{C_N C_n'}{6} (1 - C_N^2 - C'^2_{n^2})}{\frac{C'_N C_n}{6} (1 - C'^2_{N^2} - C_n^2)}$
80	上 7	$-1.33333 \frac{P}{l} \sin \frac{m\tau}{2} \sin \frac{m\tau}{8}$	$= 1.33333 \frac{P}{l} \sin \frac{m\tau}{2} \cos \frac{m\tau}{8}$

御板橋耐力試験に関する報告

136	下 4	通過較荷量	通過較荷重
137	下 4	横材中央点⑤	横材中央点④
138	上 2	⑤	④
152	下 7	$\left(\frac{\partial \delta y}{\partial y} \right)_W$	$\left(\frac{\partial \delta y}{\partial y} \right)_W$
153	上 10	$M_{2W}(y) = - \frac{W k_2^2 e_A \left(1 - \frac{y}{h} \right)}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h} \right)^2}$	$M_{2W}(y) = - \frac{W h_2^2 e_A \left(1 - \frac{y}{h} \right)}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h} \right)^2}$
162	⑩式	$= W(\varphi_2(y) + K_{2W} \varphi_{21}(y) + \dots$	$= W(\varphi_2(y) + K_{2W} \varphi_{21}(y) + \dots$
164	下 1	$\frac{\dots (\beta_1 x^2 \omega x + \sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2})}{\beta_1^2}$	$\frac{\dots (\beta_1 x^2 \omega x + \sqrt{e_r^2 + \alpha_1^2})}{\beta_1^2} \}$

堰堤頂よりの溢流及び下流洗掘防止 に関する実験的研究（岡山県旭川第一堰堤）

建設技官 佐藤 清 一
建設技官 山本 弘 之
建設技官 高 淵 幸 雄

（昭和 27 年 12 月）

目 次

I 序 言	(1)
II 堰堤の概要	(1)
III 実験の目的	(3)
IV 実験設備及び方法	(4)
〔1〕 実験設備	(4)
〔2〕 実験方法	(4)
V 実験の種類	(5)
VI 実験結果に対する考察	(5)
〔1〕 水叩の標高、長さ等について	(5)
〔2〕 第三仮締切の影響について	(8)
〔3〕 溢流壁の形について	(10)
〔4〕 洪水時に発電所放水路への砂利の巻込について	(13)
〔5〕 溢流係数について	(13)
VII 結 論	(16)

I 序 言

本模型実験は、旭川綜合開発事業の根幹を成している旭川第一堰堤に関する水理実験であり、岡山県旭川開発事業協会の依頼により、昭和 27 年 2 月より 9 月迄の 8 ヶ月間にわたって、建設省土木研究所赤羽分所において行つたものである。

II 堰堤の概要

この堰堤は旭川の中流部、岡山市の上流約 56 km の地点に築造され、農工業用水の増加供給を図ると共に、堰堤頂に設ける門扉の操作により洪水を運搬し、併せて第一発電所にての発電を行い、更に、その下流約 3 km の地点に、高さ 10 m 長さ 129 m の第二堰堤を設け、第一発電所放流水の調整を行いつゝ、第二発電所にて発電を行うものである。

旭川全流域面積は 1,623 km²、その中、旭川第一堰堤地点においては 1,140 km² で全体の約 70 % を占めており、降水量は本川上流湯本観測所において昭和 13 年より 21 年に至る 12 年間の最大年降水量は 3,096.4 mm

最小年降水量は 746.4 mm, 平均年降水量は 1,779.6 mm となっている。

河川流量については旭川第一堰堤地点において記録に残っている最大洪水量は $5,100 \text{ m}^3/\text{sec}$ (昭和 9 年 9 月) と推定されており; 計画洪水量は旭川第一堰堤地点において $5,100 \text{ m}^3/\text{sec}$, 岡山市附近においては $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるが, 貯水池における洪水調節によつて, それぞれ $4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$, 及び $5,200 \text{ m}^3/\text{sec}$ に減衰しようとするものである。

堰堤地点附近の河床岩盤は石英閃緑岩より成つており, 極めて堅固ではあるが節理が多いから水叩の下流は洗掘される可能性が考えられる。

堰堤の設計概要は, 図-1 及び 図-2 に示す如く次の通りである。

型 式	可動扉付溢流型重力式直線コンクリート堰堤
堰堤高	45m
堤頂長	210m
堤体積	$169,000 \text{ m}^3$
門 扉	テンダーゲート, 10 門 (高 9.3m×幅 12.0m)
その他	堤体内部に監査及び排水の為に監査廊を設ける。又, 総合給水及び排砂の目的で満水面下 30m (F.L. 60m) のところに内径 1.5m の管路を設置する。

III 実験の目的

本実験においては, 洪水時の堰堤溢流による下流部河床洗掘状態を観察し, 河床洗掘を可及的に軽減せしめるに必要な工法を求めるのが主目的であり, 主として次の点について実験検討を加えたものである。

(1) 水叩の標高, 長さ

堰堤を溢流した落下水脈が直ちに完全跳水により水叩部上において減勢され, 河床洗掘を軽減せしめるに必要なかつ充分な水叩の標高, 長さを定めること。

(2) 第三仮締切の影響

図-1 に示されている第三仮締切を存置する場合, これが河床洗掘に如何なる影響を及ぼすかを検討すること。

(3) 導流壁の形状

導流壁の形状, すなわち, 堰堤下流左右両岸山腹と水平水叩部との取付部形状の河床洗掘に対する影響を調べ, それに応ずる対策を検討すること。

(4) 洪水時, 発電所放水路への砂利の巻込

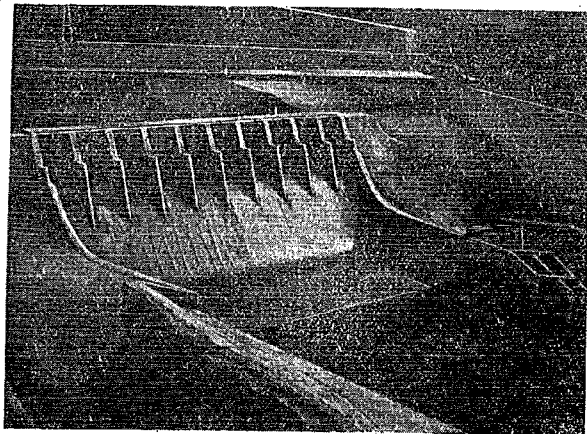
洪水時, 第一発電所は運転を中止した場合における放水路への砂利の巻込を調べること。

(5) 溢流係数の検討

IV 実験設備及び方法

〔1〕 実験設備

本実験は4m水路及び1m硝子張り水路内に、それぞれ1/70全体模型及び1/50部分模型を製作して行ったものである。



写真一 溢流堰模型全景

全体模型は堰堤上流約100m、下流約500mにわたる区域をとり入れたもので、(写真1参照)、前節に記した実験目的(1)、(2)、(3)、(4)、すなわち、主として堰堤下流部河床洗掘に関して検討した。

部分模型においては堤体標高80.90mより上部を3径間のみとり入れ、実験目的(5)、すなわち、溢流係数の検定を行った。

〔2〕 実験方法

a. 全体模型

水叩末端より下流には粒径4~5mmの豆砂利を横断型板に沿って敷均らし移動河床としたものであり、定性的な洗掘の状態を調べた。この場合、砂利の粒径の選定は非常に重要な問題であるが、実際の河床は場所によつて岩盤の強弱、割れ目等があり強度は一律ではないであろうが、模型においてはそれまでは再現できず、しかも洗掘現象が詳らかでないので、現場の状態と力学的に全く相似関係のものを選択する事は不可能である。然るに本実験は洗掘の傾向を知るに必要な洗掘状況の比較実験であるから、その傾向が顕著に現われる事が好ましく、模型における掃流力により移動され得る砂利を算定しそれを使用した。しかも、現地における河床の状況も河床材料が長年月にわたり破碎され移動されやすい状態になったものと仮定して、実際の河床洗掘の傾向は本実験における洗掘傾向に相当するものと考え、これによつて河床洗掘の傾向を知る尺度とした。

堰堤の溢流量は、計画洪水量5,100 m³/secが洪水調節作用によつて4,000 m³/secに低減されるので、こ

の流量を河床洗掘状態を調べる場合の対象と考え、模型換算流量 97.57 l/sec を用いた。ただし流量換算は Froude の相似律によつた。またこの場合の堰堤下流の水位は、現地において測定した水位・流量曲線により、第三仮締切下流 346 m の地点(現地量水標のある附近)で EL. 81.03 m に保たしめた。しかも洪水時には第一発電所は運転を中止するので、発電所放水路からの放流は無いと云う条件の下に行つた。

溢流継続期間も亦河床洗掘に対して重要な要素となるが、こゝでは前にも記したように、洗掘の比較試験するのが目的であるから、模型河床の洗掘が充分であるに必要な流下時間として、各実験一様に 30 分とした。

b. 部分模型

溢流係数を検定する為に、種々なる模型流量と溢流水深を測定し、実物の溢流量及び溢流水深に換算して関係を求めた。なお門扉全開のみならず半開の場合についても係数を求めた。

V 実験の種類

全体模型においては先ず現地案について下流洗掘防止の実験を行い、その結果に応じ種々改良を加えて比較実験した。

(1) 全体模型

- No. 1 現地案によるもの
- No. 2 No. 1において第三仮締切を併置したもの
- No. 3 No. 2における第三仮締切の天端を水平水叩部表面と等高(EL. 69 m)にしたもの
- No. 4 No. 1において水平水叩部面上に阻柱(四角錐)を設けたもの
- No. 5 No. 1において堤頂部門扉両翼1門ずつを閉じたもの
- No. 6 No. 1において堤頂部門扉両翼2門ずつを閉じたもの
- No. 7 No. 1において導流壁の形状、すなわち、兩岸山腹と水平水叩部との取付部形状を階段状にしたもの

(2) 部分模型

- No. 1 3門全開の場合
- No. 2 2門(中、右)のみ全開、すなわち、1門(左)閉じた場合。
- No. 3 1門(中央)のみ全開、すなわち、2門(左、右)閉じた場合。
- No. 4 1門(中央)のみ半開、すなわち、2門(左、右)閉じた場合。

VI 実験結果に対する考察

(1) 水叩の標高、長さ等について

高さ D の堰堤から h の溢流水深を以て落下する場合に、水叩始端での流速 v_0 は、摩擦のために損失を生じ、自由落下の場合の流速 V よりも小さな値をとる事となる。すなわち

$$v_0 = \alpha \cdot V \dots \dots \dots (1)$$

$$V = \sqrt{2g(D + h - h_0)}$$

この α の値は h の増加とともに増大の傾向をもち、この実験においては表-1に示す如き値となつた。

次に水叩始端の射流水深 h_0 に共軌な下流常流水深 h_2 は

$$h_2 = \frac{h_0}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^3}{g \cdot h_0^3}} \right) \quad (2)$$

q : 単位幅当り流量

g : 重力加速度

これによつて h_2 を求めると表-2の如くなり、溢流量 Q との関係は図-3の様になる。これによれば堰堤築造前の水位、すなわち、河川特有の下流水深 h' は、溢流量の如何なる場合にも共軌下流常流水深 h_2 よりも大となり、水叩上における溢流水深は常に潜流になるものと予想され、下流洗掘に対して好ましくない。

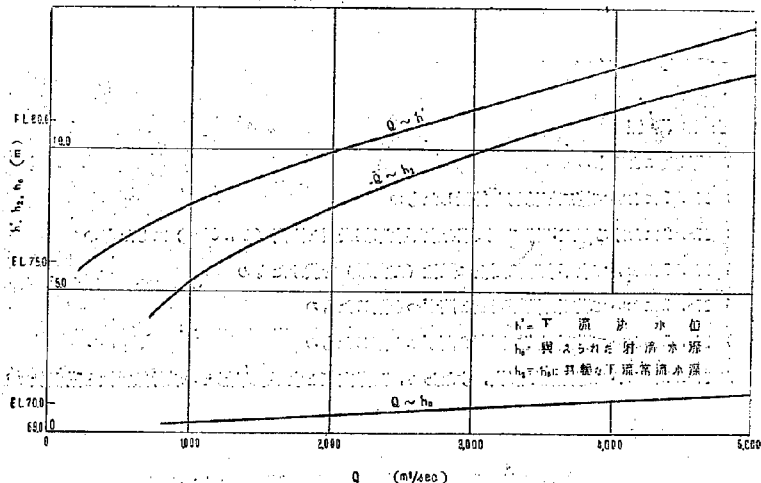
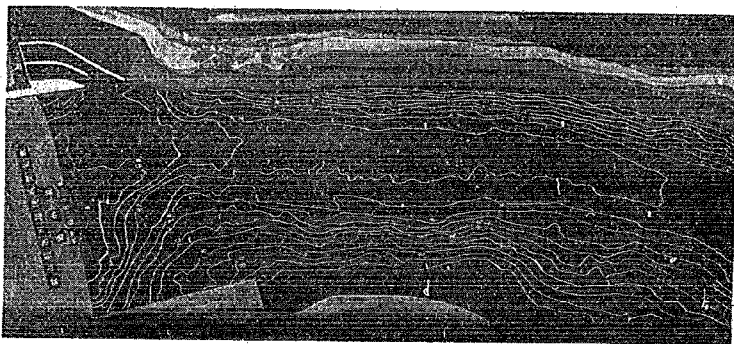


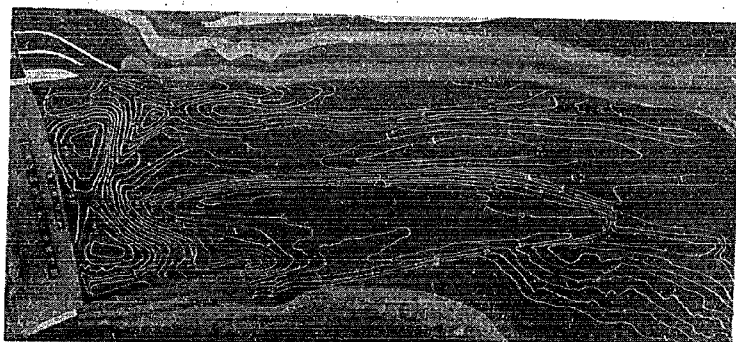
図-3

模型実験の結果を検討してみると、現地築すなわち実験 No. 1 においては写真-2, 3 の比較によつてわかるように、水叩直下流左右両岸寄りに洗掘最深部の眼が生じ、堤体保護の上から好ましくない現象である。この洗掘の原因は写真-4に示すように丁度洗掘の眼の処が鉛直軸を有する渦の中心に相当していることにある。従つてこの渦の発生を防止することが河床洗掘を減少させる重要点と考える。

堰堤を溢流した水が摩擦損失によつて勢力を速かに消滅させるために水叩面の摩擦抵抗を増大し、かつ、流水を三次元的に飛散攪乱せしめて跳水を早く起させる目的で、氷平水叩部中央附近に阻柱を設けてみた。すなわち実験 No. 4 において、図-4に示すように四角錐の阻柱を三列千鳥に配置し、角錐の大きさは実物において各辺の長さ、3.50m, 2.80m, 2.10m、高さ、1.75m, 1.40m, 1.05m とした。その結果は写真-5 の如



写真—2 通水前現地河床状況



写真—3 実験 No. 1 における河床洗掘状況



写真—4 実験 No. 1 における流況

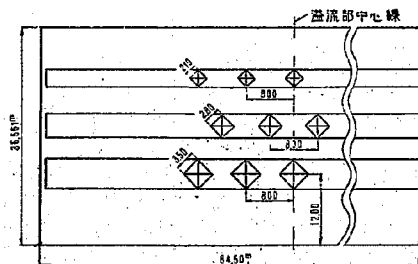


図-4 四角配置図

く水叩下流両岸寄りに洗掘の眼が依然として生じ、渦を消滅させる事ができないのみならず、跳水を速かに終熄させる効果は少なかった。しかし、この場合には流下水脈の厚さと角錐の高さとの関係が重要な要素となるものと思われるが、本実験では角錐の高さは流下水脈の $\frac{1}{4}$ 程度であつたために水叩の表面粗度を増加させたに過ぎず、従つて流水を攪乱させるに至らなかつたもの



写真-5 実験 No. 4 における河床洗掘状況

と思われる。実際には、これより大きい阻柱を設ける事は強度上好ましくないので、結果としては、流下水脈の厚さが大なる場合は阻柱による効果は少ない。

〔2〕 第三仮締切の影響について

図-1 に示すように、水叩末端より下流約 25m の地点に第三仮締切があり、構造も潜函を用いた相当堅固なものである。堰堤完成後も、これを存置すべきであるか否かを実験により検討した。すなわち実験 No. 2 として第三仮締切（天端標高 76m）を全部存置した場合、および実験 No. 3 としてこの仮締切の除去容易なる部分のみを取り除いた天端標高 69m（水平水叩部表面と同一標高）の場合を取扱った。

その結果は、写真-6, 7, 8, 9, に示す如く、表面流況は第三仮締切がない場合（実験 No. 1）とほとんど差異がなく、しかも図-5 に示すように、溢流後の水位に対する影響も認められなかつた。又実験 No. 2, 3 いずれの場合も第三仮締切上流側水叩末端との間に著しい洗掘がみられ、しかもその位置は実験 No. 1 の場合に比してほとんど変りはなく、かつ洗掘程度はさらに大きい結果となつた。すなわち、この場合の洗掘は第直軸の渦によるのみでなく、溢流水が第三仮締切に衝突して出来る逆流渦によつてさらに助長されるものと思われる。しかもこの逆流渦の流速は第三仮締切の高い程大となる傾向がある。（写真-6, 8, を比較）。一方第三

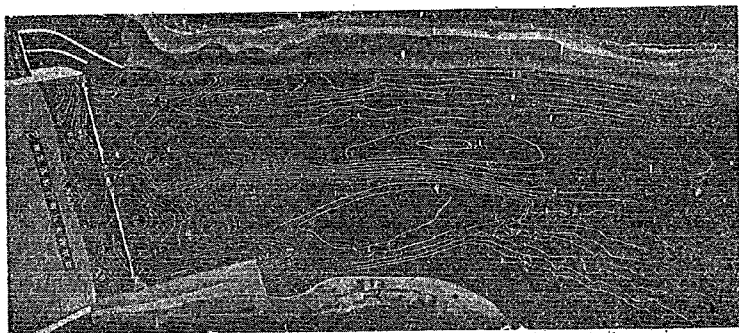


写真-6 実験 No. 2 における河床洗掘状況

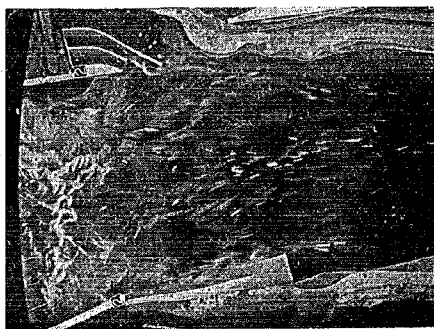


写真-7 実験 No. 2 における流況

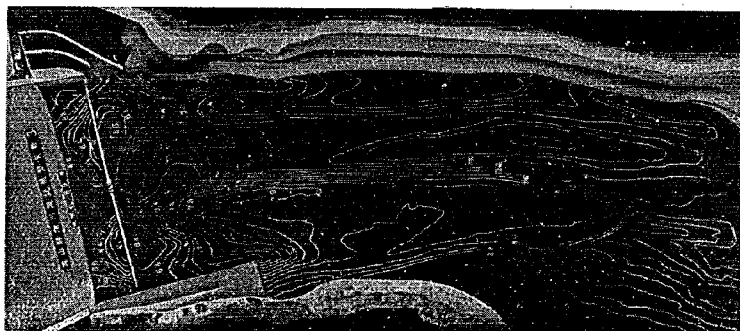


写真-8 実験 No. 3 における河床洗掘状況



写真-9 実験 No. 3 における流況

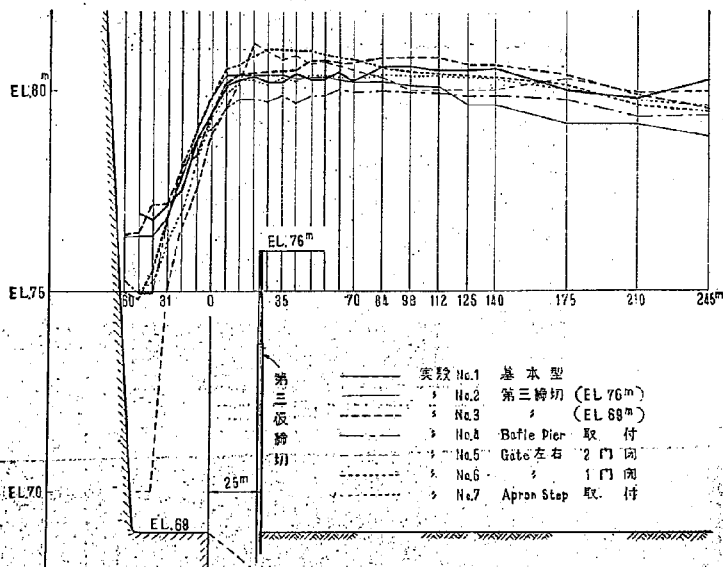


図-5 旭川堰堤(水面勾配)

仮締切の下流側の洗掘は、上流側とは反対に、締切天端の低い程著しいと思われる。

以上は計画洪水流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合であるが、頻度の高い中小洪水、すなわち $500 \text{ m}^3/\text{sec} \sim 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ (1年～3年の確率) の場合には、この締切を溢流した水は滝のような状態で落下し、下流側河床を攻撃洗掘するから、この仮締切は低くしておくことが望ましい。

〔3〕導流壁の形について

図-1 に示すように導流壁の形状は堰堤下流左右両岸山腹において水平水叩部と弧を以て結ばれているので

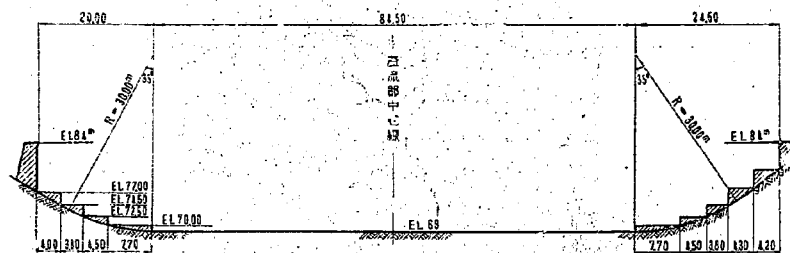


図-6 実験 No. 7 横断面図

ので両岸近くを溢流した水は集束する傾向をもち、溢流水を水叩部上において絞った場合と同様な結果になっている。そのために水叩き始端において流束の干渉が起ると同時に山腹よりの剝離となり、これが垂直鍋の原因となつている。この原因を除去する目的で導流壁を階段状とし、両岸寄りの流束を分割することによつて互の干渉を避けることを計つた(実験 No. 7, 図-6 及び 写真-10)。

その結果は、写真-12に示す如く左岸の鉛直渦が大体消滅したのに対し右岸側の不充分にもかかわらず、写真-11と写真-3との比較によつて明らかな如く、洗掘の眼をほとんど消滅させることができた。階段状導流壁の最上段では写真-13に見る如く射流が露出したが、これは水深のうすいものであり大勢に影響するほどのものではなかつた。従つて悪性洗掘の原因をなす両岸渦の発生を防止する手段としてはこの方法が最も適切であるといえる。

次に、渦の発生原因が導流壁の形状、すなわち、左右両岸と水平水叩部との取付部形状によるものであるという事を再確認すると共に、門扉の操作方法によつて下流河床洗掘を防止することが可能であるか否かを検討する目的で実験 No. 5 及び実験 No. 6 を行つた。

実験 No. 5 は左右両翼の1門宛を閉じた場合で、その結果は水叩上での流水の集束がほとんど起らず比較的均等に流れ、渦の発生も見受けられず洗掘も少な

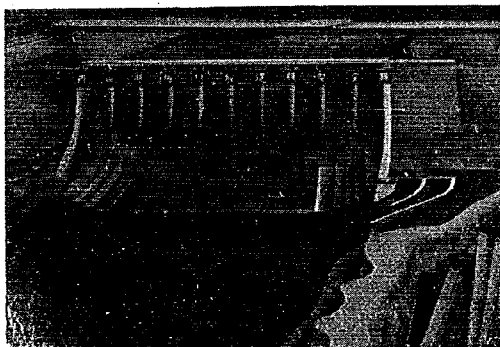


写真-10 実験 No. 7 における溢流堰堤

かつた。又実験 No. 6 の左右両翼2門宛を閉じた場合には、渦の発生はほとんど見られないが、溢流水は水叩上を射流となつて流下し、好ましくない結果となつた。

すなわち、導流壁の形状はこの堰堤の場合階段状にする事が最善の方法であるが、原案の計画で門扉の操作



写真-11 実験 No. 7 における河床洗掘状況



写真-12 実験 No. 7 における流況

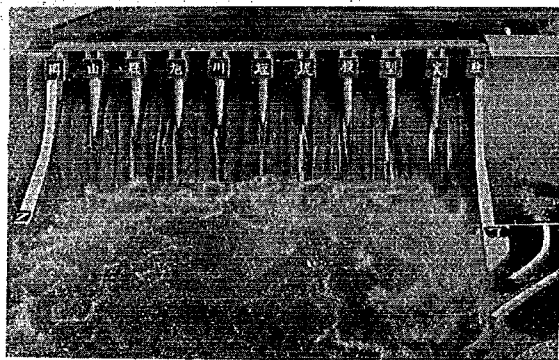


写真-13 実験 No. 7 における堰堤溢流状況

によつても水叩下流洗掘の防止をある程度可能にしうるものと思われる。たゞしこの場合、門扉閉さは左右両翼の1門宛を限度とすべきである。

なお、導流壁の原計画の高さ標高 81m は、洪水流量約 5,400 m³/sec の下流水位に相当しており、計画溢流量 4,000 m³/sec に相当する下流水位は EL. 81.90 m であるから約 2 m の余裕高を有することとなり、従つてこの計画高で充分と思われる。実験の結果は、図-5 にても知れるように、計画溢流量 4,000 m³/sec の場合の下流水位は大体 EL. 81m となり導流壁を溢水するような事はなかつた。

〔4〕 洪水時に発電所放水路への砂利の巻込について

砂利巻込の現象は、跳水による河床の攪乱及び主として前述の鉛直軸を有する渦に基因するものであり、当然、洪水の初期に多く見受けられるものであるが、本実験においても、通水初期に多少の砂利巻込の現象が見受けられた。しかしその後の時間的進行はほとんど認められなかつた。写真-14 は実験 No. 1 の場合の巻込み状況であるが、他のいずれの実験においてもこれとはほとんど大差なく、その量は考慮すべき程のものではなかつた。

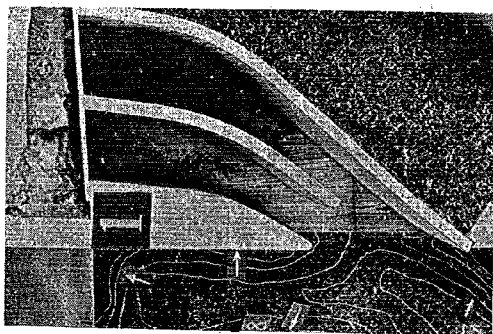


写真-14 発電所放水路への砂利巻込状況 (実験 No. 1)

〔5〕 溢流係数の検定について

溢流堰において門扉を半開又は全開にした場合の溢流量 Q は次式にて表わされる。

$$\left. \begin{aligned} Q &= C' \cdot n \cdot B \{ (H_2 + h_a)^{3/2} - (H_1 + h_a)^{3/2} \} \\ &\quad \text{但し門扉半開の場合} \\ Q &= C \cdot n \cdot B \{ (H_2 + h_a)^{3/2} - h_a^{3/2} \} \\ &\quad \text{但し門扉全開の場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに

C = 溢流係数 (門扉全開)

C' = 流出係数 (門扉半開)

$n = \text{開放門扉数}$
 $B = \text{溢流幅}$
 $H_2 = \text{堰頂までの貯水池水頭}$
 $H_1 = \text{門扉下端までの貯水池水頭}$

$$h_n = \text{接近水頭} = \frac{v_n^2}{2g}$$

1/50 模型について測定した結果は表-3, 4, 5, 6, 7, 8, に示す通りで, (3) 式により C 及び C' を求めて水深 H_2 との関係を示せば図-7, 8 に示す通りである. これによると C 及び C' は水深 H_2 と大体直線的関係にあるとみられるから, 実用上 C 又は C' を H_2 の一次式で表わされるものとし最小自乗法で係数を決定すれば次のようになる.

門扉全開の場合 (図-7)

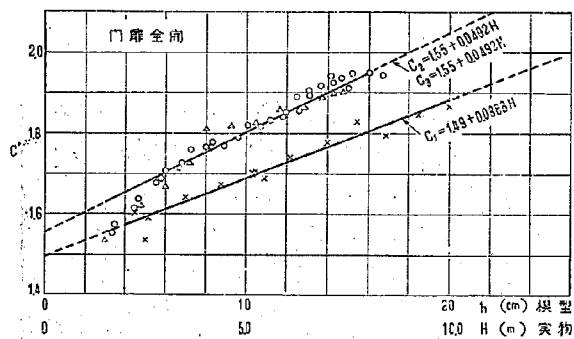


図-7

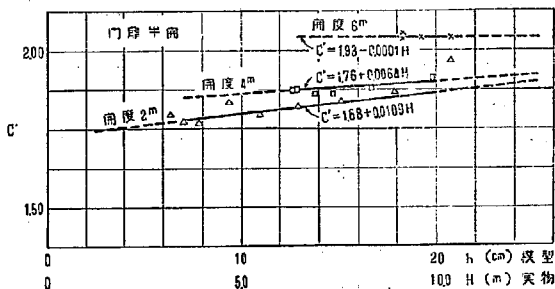


図-8

(a) 3門開放の時

$$\begin{aligned}
 & C_3 = 1.55 + 0.0492 H_2 \\
 (b) \quad & \text{2門開放の時} \quad C_2 = 1.55 + 0.0492 H_2 \\
 (c) \quad & \text{1門開放の時} \quad C_1 = 1.49 + 0.0388 H_2
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

門扉1門のみ半開の場合(図-8)

開度 6.00 m の時

$$C' = 1.93 + 0.0005 H_2$$

開度 4.00 m の時

$$C' = 1.76 + 0.0064 H_2$$

開度 2.00 m の時

$$C' = 1.68 + 0.0109 H_2$$

..... (5)

(1) 開放門扉数について

従来の実験においても、堰頂門扉の開放数による溢流係数の変化は認められてきているが、これは端収縮による堰堤上流側及び堰頂上の流況の変化に基因するものと考えられる。すなわち、(4)式の C_3 は門扉3門を開放した場合のものであり、端収縮は堰堤橋脚による影響のみであつて、上流側の流況の溢流に際しての変化は最も少ないものと思われ、 C_2 は溢流に際して片側のみ流水は絞られ、 C_1 は両側が絞られた場合である。図-7によつて分るように、 C_3 、 C_2 は同一とみてよいが、 C_1 は C_3 、 C_2 に比較して相当小なる値を与えるから、門扉を1門のみ開放する場合にはこの変化を考慮する必要がある。

(2) 門扉開放程度に就いて

更に、門扉半開の場合には全開の場合の横収縮に加うるに上端収縮が入つて孔口となるから、流出の係は溢流の場合と異なつてくる。門扉1門のみを開放し開度を、6.00 m、4.00 m、2.00 m に変えて行つた実験の結果は図-8に示す通りであつた。これによれば門扉の開度による流出係数の変化は著しいが、同一開度においては水深 H_2 の変化による係数の変化は小さくなり、しかも、開度が大となれば係数に対する水深 H_2 の影響は極めて小さなものとなり、この実験では開度 6.00 m に至つて H_2 の影響は無視し得る程度となつた。

本実験においては、溢流係数及び流出係数を求めるのに接近水頭を考慮に入れたが、実際の堰堤においては貯水池内の流速は極めて小さいから接近水頭を考慮する必要はなく、次式によつて溢流

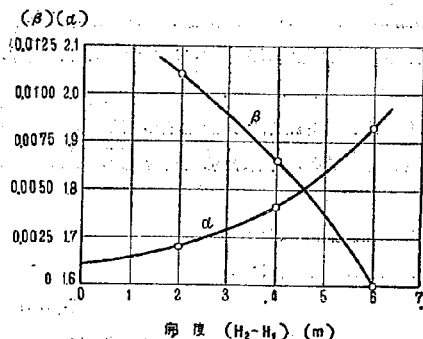


図-9

(15);

出量を計算してよい。但しその場合の C 及び C' には (4), (5) を用いる。

$$\left. \begin{aligned} Q &= C' \cdot n \cdot B (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}) && (\text{門扉半開}) \\ Q &= C \cdot n \cdot B H_2^{3/2} && (\text{門扉全開}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

なお、門扉半開の場合の流出係数 C' は開度 $(H_2 - H_1)$ の函数となるから、 C' が

$$C' = \alpha + \beta H$$

によつて表わされるものとすれば、係数 α, β は開度 $(H_2 - H_1)$ の函数となり、図-9 に示す如くである。

VII 結 論

以上の実験結果に基づいて次の結論を得た。

(1) 水叩の標高、長さについて

水叩の標高は計画通りで差支えない。長さについてはほぼ充分と考えられるが、第三仮締切存置の場合にはこれに衝突した逆流渦の流速が最大 10 m 程度になるものと推定されるから、適当な洗掘防止法を考慮する必要がある。

(2) 第三仮締切の影響について

第三仮締切は溢流後の流れの水位に対する影響は認められない。従つて、水理的には存置あるいは除去しても同一であるので、第三仮締切は存置してもよろしいが、回数が多い小流量の場合に、これを溢流した流れが滝の状態となつて落下し、締切下流の河床を攻撃するから、高さは低い事が望ましい。故に、除去容易なる部分だけでも取り除くのがよい。この締切の上下流河床には、適当な洗掘防止対策を行うべきである。

(3) 導流壁の形状について

導流壁の高さについては、現計画の標高 84 m は流量約 5,400 m³/sec の下流水位に相当しており、計画溢流量は一応 4,000 m³/sec とされるので、現在の計画高で充分である。

導流壁の形状については、本実験において示す如く、階段状にする事が第一の策である。これに対し、現設計の形状は改善の策である。しかし、この場合には、門扉の操作等により、左右両岸に生ずる渦を極力減少せしむるよう努むべきである。

(4) 洪水時に発電所放水路へ砂利の巻込について

砂利巻込の現象は、洪水初期に若干見受けられるのみで、時間的にもほとんど進行しないので考慮する必要はない。

(5) 溢流係数について

溢流係数は次式の如くである。

$$C = 1.55 + 0.0492 H$$

適用範囲は溢流水深 H が 1.50 m 乃至 8.50 m である。

但し、開放門扉が1門のみの場合は、溢流係数はやゝ小さくなり、次の如くである。

$$C=1.49+0.0388H$$

適用範囲は溢流水深 H が 2.00m 乃至 10.00 m である。

表-1

10門からの流量 Q (m^3/sec)	6門からの流量 (m^3/sec)	* 溢流水深 h (m)	h/D	α	単位幅流量 q ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)
1,000	600	2.90	0.090	0.82	7.1
2,000	1,200	4.45	0.139	0.83	14.2
3,000	1,800	5.70	0.178	0.89	21.3
4,000	2,400	6.70	0.209	0.90	28.4
5,000	3,000	7.20	0.225	0.90	35.5

表-2

溢流量 Q (m^3/sec)	単位幅流量 q ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)	水叩始端での射流水深 h (m)	下流溢流水深 h_2 (共軌水深) (m)
1,000	7.1	0.331	5.267
2,000	14.2	0.604	7.963
3,000	21.3	0.880	9.819
4,000	28.4	1.146	11.425
5,000	35.5	1.423	12.746

表-3 門扉3門全開の場合

No.	H (m)	Q (m^3/sec)	v_u (m/sec)	No.	H (m)	Q (m^3/sec)	v_u (m/sec)
1	0.0340	0.0070	0.0163	21	0.1259	0.0601	0.1138
2	0.0346	0.0073	0.0172	22	0.1249	0.0605	0.1148
3	0.0445	0.0109	0.0244	23	0.1269	0.0608	0.1149
4	0.0464	0.0118	0.0263	24	0.1309	0.0652	0.1223
5	0.0561	0.0161	0.0351	25	0.1316	0.0660	0.1236
6	0.0583	0.0171	0.0371	26	0.1370	0.0706	0.1309
7	0.0609	0.0185	0.0399	27	0.1415	0.0749	0.1377
8	0.0666	0.0213	0.0454	28	0.1421	0.0750	0.1378
9	0.0681	0.0221	0.0470	29	0.1468	0.0792	0.1442
10	0.0773	0.0273	0.0569	30	0.1500	0.0808	0.1463
11	0.0803	0.0290	0.0601	31	0.1520	0.0839	0.1514
12	0.0832	0.0306	0.0630	32	0.1604	0.0911	0.1619
13	0.0837	0.0311	0.0640	33	0.1674	0.0968	0.1699
14	0.0896	0.0343	0.0697				
15	0.0960	0.0385	0.0773				
16	0.1012	0.0424	0.0842				
17	0.1068	0.0459	0.0902				
18	0.1122	0.0498	0.0968				
19	0.1188	0.0547	0.1050				
20	0.1197	0.0555	0.1063				

但し全て模型寸法である

表-4 門扉2門全開の場合

No.	H (m)	Q (m ³ /sec)	v _a (m/sec)
1	0.0225	0.0021	0.0049
2	0.0304	0.0039	0.0090
3	0.0484	0.0083	0.0184
4	0.0601	0.0118	0.0255
5	0.0723	0.0161	0.0339
6	0.0809	0.0200	0.0414
7	0.0916	0.0242	0.0480
8	0.1050	0.0302	0.0585
9	0.1170	0.0358	0.0659
10	0.1286	0.0413	0.0778
11	0.1369	0.0461	0.0856
12	0.1425	0.0492	0.0903
13	0.1471	0.0517	0.0941

但し全て模型寸法である

表-5 門扉1門全開の場合

No.	H (m)	Q (m ³ /sec)	v _a (m/sec)
1	0.0452	0.0037	0.0083
2	0.0498	0.0041	0.0091
3	0.0525	0.0046	0.0101
4	0.0713	0.0075	0.0158
5	0.0870	0.0103	0.0211
6	0.1032	0.0136	0.0269
7	0.1042	0.0138	0.0272
8	0.1080	0.0146	0.0286
9	0.1224	0.0179	0.0341
10	0.1409	0.0226	0.0416
11	0.1538	0.0265	0.0477
12	0.1680	0.0300	0.0525
13	0.1858	0.0356	0.0605
14	0.2007	0.0404	0.0670

但し全て模型寸法である

表-6 門扉1門半開の場合 (開度=0.12m)

No.	H ₂ (m)	H ₁ (m)	Q (m ³ /sec)	v _a (m/sec)
1	0.1831	0.0631	0.0290	0.0495
2	0.1837	0.0637	0.0293	0.0500
3	0.1926	0.0726	0.0302	0.0508
4	0.2082	0.0882	0.0319	0.0523

但し全て模型寸法である

表-7 門扉1門半開の場合 (開度=0.08m)

No.	H ₂ (m)	H ₁ (m)	Q (m ³ /sec)	v _a (m/sec)
1	0.1274	0.0474	0.0152	0.0287
2	0.1289	0.0489	0.0154	0.0290
3	0.1391	0.0591	0.0162	0.0300
4	0.1472	0.0672	0.0168	0.0306
5	0.1665	0.0865	0.0184	0.0324
6	0.1985	0.1185	0.0209	0.0348

但し全て模型寸法である

表-8 門扉1門半開の場合 (開度=0.04m)

No.	H ₂ (m)	H ₁ (m)	Q (m ³ /sec)	v _a (m/sec)
1	0.0639	0.0239	0.0052	0.0112
2	0.0698	0.0298	0.0055	0.0117
3	0.0779	0.0379	0.0059	0.0123
4	0.0937	0.0537	0.0069	0.0139
5	0.1106	0.0606	0.0075	0.0146
6	0.1305	0.0905	0.0084	0.0158
7	0.1507	0.1107	0.0092	0.0168
8	0.1791	0.1391	0.0103	0.0177
9	0.2084	0.1684	0.0117	0.0192

但し全て模型寸法である

流速計係数の変化度について(4)

山 本 昌 孝

(昭和28年1月)

目 次

I 緒 言	(1)
II 流速計の検定係数について	(1)
III 検定成績について	(1)
IV 流速計再検定による前検定係数との変化について	(1)
V 各製造者別の流速計数の良否	(2)

I 緒 言

流速計係数検定成績について、既に昭和8年より昭和12年までに検定せるものは、当所報告第42号に昭和13年より昭和17年までのものは同報告第70号に報告されている。昭和18年より昭和21年までの4年間は検定は行なわなかつたが、昭和22年より昭和24年3月までの検定成績報告は、土木研究所集報第9号に既報されている。今回の報告は、その後昭和24年4月より昭和27年9月までに検定せる各種流速計の成績及び再検定による過去の係数との変化状況につき報告する。

II 流速計の検定係数について

流速計の方向の偏倚による係数の変化は、水平方向(左右の偏倚)、垂直方向(前上り前下り)及び横倒しについて、機械の種類により多少異なる特性があるが、その方向の誤差が 10° 以内ならば、検定係数の誤差は、2%以内である。この事は、当所報告第42号、第70号に、八木技官による研究実験が、くわしく報告されている故、それを参考にされたい。

III 検定成績について

昭和8年より昭和27年9月までに当所において検定せる流速計の種類及び数量を示せば表-1の如くである。

次にこれを、各流速計に分類し、その検定年月日並びに係数及び所属を表-2から表-4までに示す。但し昭和24年3月までの分は、前報告に掲載せる故今回は省略する。

しかし参考までに、当研究所において検定した各地方建設局別の各年度における検定台数を、表-8及び表-9に掲載する。

IV 流速計再検定による前検定係数との変化について

当所において検定を始めて以来2回以上の検定せるものにつき $V = aN + b$ (V = 流速 m/sec, N = 毎秒回

転数)における係数 a 及び b の変化状況は表-5 から表-6, 7 に示す。

表にてわかる如く、或る状態に置かれた後の係数は、それ以前の係数と、必ず変化を示している。この係数変化は、機械の変形（ブライスではコップの変形による係数変化大、森・広井式では羽の変形）回転部分の錆の附着、磨減等機械自体に起る原因と、調整上の原因（回転軸の締め方、音響を発する装置の部分との接点）とに依るものだが、組合わされて生じたものと考えられる。

上に述べたる原因のうち調整上の原因に依り生ずるものは、検定の際当所において充分に注意して行っている故、たいした変化は生じないが、しかし機械の変形並びに回転軸の錆の附着、磨減及び広井式においては回転部が軽い故音響を発する部分の変形等が、流速計係数に及ぼすのが、非常に大である。

このような理由により、例えば中国四国地方建設局所属の富士測器製 1,068 号の如く、使用前後と変形修理後の係数変化は、相当な差違が表われている。この事は各種流速計についても同様な状態を示している故流速計使用前後には必ず検定を必要とし、保管には萬全の注意を払わねばならない。しかし保管を完全にしても、速急の必要を迫られる場合を考慮して、使用しなくとも、三・四年毎に一度は検定する必要あることは検定結果から判断される。

V 各製造者別の流速計係数の良否

流速計検定係数は、同じ条件の元で製造され、同じ状態で検定されたとすれば必ず係数 $V=aN+b$ は同じ値を示さねばならない。しかし流速計自体又は調整上の原因で係数が異なる事は前に述べたが、調整上の原因による変化を無きものと仮定すれば、変化は流速計自体に依るものであると考えられる。この原因は製造者の不注意によるものが大半含まれているものと思われ、今各製造者別の流速計係数の標準誤差並びに離率誤差の比較表を、表-10 から表-12 に示した。この結果から標準誤差が大であると云う事は、流速計係数が理想として同じ値を示すべきであるのに対し各々の流速計の係数が広範囲にわたってその誤差を生じている事を表わしているものである。

この計算の根本となる a 、 b の算術平均の値 a 、 b の b は流速計の本来の使命である $b=0$ に対して非常に誤差を示している事は、製造者の不注意によるものである。

これらの理由により各製造者に対して大いに反省を促し、以後新しい流速計に対し大いにこれらの欠点を無くし、理想に近い性能を示す流速計を作るよう心掛けてもらいたいものである。

表-1 検定流速計の種類及び数量合計

種 類	自昭和8年 至 " 12年	自昭和13年 至 " 17年	自昭和22年 至 " 24年 3月	自昭和24年4月 至 " 27年 9月	計
ブライス式	65	95	88	89	337
森 式	23	12	17	3	56
広 井 式	23	7	28	12	70
エックマン式	1	2	—	—	3
佐 藤 式	—	1	—	—	1

オルトマン式	—	1	5	—	6
計	112	118	139	104	473

表-2 プライス式流速計係数表

検定番号	検定年月日	機 械 製 造 者 名	機 械 番 号	係数($V=aN+b$)		検定依頼者	摘 要
				a	b		
355	26. 1. 28	三 笠	1,273	0.6742	+0.019	茨 城 県	聴 音
356	26. 2. 13	"	1,296	0.6861	+0.008	"	"
357	26. 1. 29	ガーレー	30,337	0.7008	+0.016	国有鉄道	"
358	26. 2. 23	"	23,838	0.6829	+0.016	"	"
359	25.12.12	"	865	0.6627	+0.025	宮 城 県	"
360	26. 6. 1	日 測	1,751	0.6955	+0.033	中部地建	"
361	26. 7. 6	玉 屋	441	0.7075	-0.012	"	"
362	26. 5. 28	"	2,676	0.7133	-0.005	"	"
363	26. 7. 7	"	1,798	0.7183	-0.027	"	"
364	26. 7. 6	"	1,794	0.7070	-0.001	"	"
365	26. 5. 30	中 浅	1,833	0.7021	+0.048	"	"
366	26. 5. 28	"	1,838	0.6517	-0.001	"	"
367	26. 6. 25	"	1,874	0.7111	-0.044	"	"
368	26. 6. 26	"	1,885	0.7046	-0.001	"	"
370	26. 6. 25	服 部	1,875	0.6912	+0.026	群 馬 県	"
371	26. 5. 28	玉 屋	422	0.6389	+0.044	土研浦品	"
372	26. 6. 25	服 部	1,880	0.7057	-0.012	"	"
373	26. 6. 25	"	1,830	0.7095	-0.004	"	"
374	26. 6. 25	中 浅	1,878	0.6791	+0.029	関東地建	"
375	26. 7. 10	金 剛	1,571	0.7174	-0.017	島 根 県	"
376	26. 7. 6	服 部	1,433	0.6723	+0.061	中部地建	"
377	26. 8. 14	富 士	1,056	0.7106	+0.003	中四地建	"
378	26. 8. 14	"	1,068	0.7303	-0.024	"	"
379	26. 8. 14	玉 屋	367	0.7104	+0.006	"	"
381	26. 8. 15	富 士	1,006	0.6929	+0.010	"	聴 音
382	26. 7. 18	中 浅	1,934	0.7125	-0.003	関東地建	"
383	26. 7. 18	"	1,932	0.6850	+0.009	"	"
384	26. 7. 20	"	1,933	0.6294	+0.010	"	"
385	26. 9. 14	富 士	1,063	0.7223	+0.007	中四地建	"
386	26.10.17	"	1,056	0.7414	-0.006	"	"
387	26.10.26	日 測	1,947	0.7332	+0.022	"	"
388	26. 7. 18	中 浅	1,935	0.6913	+0.007	関東地建	"
390	26. 7. 21	"	1,936	0.6393	-0.012	中四地建	"
391	26.10.17	富 士	1,068	0.7414	-0.006	"	"
392	26.12.21	測 英 社	5,509	0.7105	+0.037	関東地建	"
393	26.12.21	日 測	1,794	0.7085	+0.032	中部地建	"
394	27. 1. 16	中 浅	1,883	0.6890	+0.034	"	"

395	26.12.21	日 測	1,798	0.6939	+0.022	中部地建
396	26.12.22	中 浅	1,833	0.7511	-0.007	"
397	27. 1.17	"	1,874	0.7197	+0.020	"
398	27. 1.17	日 測	1,751	0.7052	+0.039	"
399	27. 1.17	玉 屋	2,676	0.7204	+0.034	"
400	26.12.21	中 浅	1,835	0.7147	+0.031	"
401	27. 1.17	玉 屋	441	0.7141	+0.020	"
402	27. 1.28	日 測	1,794	0.7138	+0.025	"
403	27. 2.12	中 浅	1,833	0.7234	+0.042	"
404	27. 1.30	日 測	1,798	0.7149	+0.020	"
405	27. 1.30	中 浅	1,833	0.7003	+0.044	"
406	27. 2.12	"	1,874	0.7082	+0.055	"
408	27. 2.17	玉 屋	2,676	0.7020	+0.037	"
409	27. 1.30	中 浅	1,835	0.6975	+0.031	"
410	27. 6. 6	ガーレー	P272,690	0.6973	+0.034	関東地建
411	27. 5.22	"	P272,654	0.6845	+0.043	"
413	27. 5.14	三 笠	1,314	0.6852	+0.010	中部地建
421	27. 5.13	ガーレー	19,485	0.6964	0.000	関東地建
422	27. 5.13	日 測	2,034	0.6977	+0.018	"
423	27. 6.18	玉 屋	1,105	0.7285	+0.013	中部地建
424	27. 5.19	服 部	1,407	0.6848	+0.031	"
425	27. 5.20	ガーレー	2,553	0.6894	+0.051	"
426	27. 6.18	玉 屋	458	0.7432	-0.001	"
429	27. 5.26	服 部	1,602	0.6746	+0.031	"
430	27. 5.26	日 測	1,828	0.6960	+0.014	"
431	27. 9.22	"	1,801	0.6970	+0.031	"
432	27. 5.19	"	1,813	0.7048	+0.016	"
433	27. 9. 5	三 笠	13,314	0.6653	+0.007	"
436	27. 6.13	日 測	1,704	0.7154	+0.009	藤 音
437	27. 5.14	ガーレー	21,340	0.6655	+0.045	北 海 道 局
438	27. 5.14	"	211,207	0.6785	+0.045	"
439	27. 5.17	"	202,175	0.6799	+0.015	"
440	27. 5.14	日 測	4,093	0.7272	+0.005	"
441	27. 5.23	服 部	1,875	0.6937	+0.031	群 馬 県
442	27. 5.23	ガーレー	863	0.6778	+0.027	"
443	27. 5.23	"	17,782	0.6803	+0.023	"
448	27. 7.18	富士測機	1,060	0.6998	+0.021	中四地建
449	27. 7.19	中 浅	1,550	0.6927	+0.009	関東地建
450	27. 7.15	日 測	1,893	0.6992	+0.004	"
451	27. 7.22	中 村	2,550	0.7189	-0.002	"
452	27. 9.26	"	2,549	0.7441	-0.014	"
453	27. 7.23	玉 屋	432	0.6859	+0.023	"
454	27. 7.23	ガーレー	P27,232	0.6823	+0.013	"
455	27. 7.23	中 浅	1,675	0.6907	-0.001	"
457	27. 7.24	日 測	1,797	0.6962	-0.002	"

458	27. 9. 5	カーレー	P27,228	0.6916	+0.007	関東地建
459	27. 9. 6	"	P27,249	0.6912	+0.012	"
460	27. 9.26	服 部	1,878	0.7010	+0.010	"
463	27. 9.11	中 浅	2,212	0.7220	-0.019	"
464	27. 9.11	"	2,213	0.6983	+0.085	"
465	27. 9.11	"	2,214	0.7049	+0.003	"
466	27. 9.11	"	2,215	0.6924	+0.023	"

表-3 森式流速計係数表

検定番号	検定年月日	機械製造者名	機械番号	係数($V=aN+b$)		検定依頼者	摘 要
				a	b		
412	27. 5.21	玉 屋	514	0.1963	+0.022	関東地建	
456	27. 7.24	"	567	0.2034	+0.007	"	
469	27. 9.26	"	510	0.2534	+0.020	"	

表-4 広井式流速計係数表

検定番号	検定年月日	機械製造者名	機 械 番 号	係数($V=aN+b$)		検定依頼者	摘 要
				a	b		
369	26. 6.26		618	0.1191	+0.027	中部地建	
380	26. 8.14	玉 屋	2,261	0.1248	+0.007	中四地建	
388	26. 8.31	中 浅	214	0.1192	-0.007	関東地建	
414	27. 7. 8	玉 屋	610	0.1205	+0.006	中部地建	
415	27. 7. 9	"	611	0.1216	+0.015	"	
416	27. 7. 9	"	671	0.1317	+0.010	"	
417	27. 6.14	"	672	0.1343	+0.004	"	
427	27. 7.15	"	2,364	0.1315	+0.002	"	
428	27. 7.16	"	661	0.1088	+0.028	"	
434	27. 7.12	"	612	0.1220	-0.016	"	
435	27. 7.16	"	2,352	0.1193	+0.003	"	
467	27. 9.27	"	217	0.1175	+0.027	関東地建	

表-5 プライス式流速計の係数変化比較表

機械製造者名	機械番号	検定年月日	係数($V=aN+b$)		係数aの変化 比 率 %	検定依頼者
			a	b		
富 士	1,068	16. 4. 8	0.7265	-0.013	100.0	中四地建
		26. 8.14	0.7309	-0.006	100.6	
		26. 9.14	0.7223	+0.007	99.4	
		26.10.17	0.7414	-0.006	102.1	
玉 屋	441	12.11.18	0.6870	+0.024	100.0	中部地建
		26. 7. 6	0.7075	-0.012	103.0	
		27. 1.17	0.7141	+0.020	103.9	

玉 屋	2,676	26. 5.28	0.7183	-0.005	100.0	中部地建
		27. 1.17	0.7204	+0.034	100.3	
		27. 2.17	0.7020	+0.037	97.7	
玉 屋	422	13. 1.28	0.6376	+0.015	100.0	土木研究所
		22. 7. 3	0.6978	-0.003	101.5	
		26. 5.28	0.6389	+0.044	92.9	
富 士	1,056	16. 4. 7	0.7139	+0.004	100.0	中四(大阪)
		26. 8.14	0.7106	+0.003	99.5	
三 笠	1,314	24. 2. 1	0.7253	-0.026	100.0	中部地建
		27. 5.14	0.6852	+0.010	94.4	
測 英 社	5,503	13. 8.13	0.7128	-0.007	100.0	関東地建
		23. 8. 4	0.7068	+0.009	99.2	
		26.12.21	0.7105	+0.037	99.7	
ガーレー	P272,690	8. 5.24	0.7009	-0.009	100.0	関東地建
		27. 6. 6	0.6973	+0.034	99.5	
ガーレー	P272,654	8. 5.25	0.7001	+0.012	100.0	関東地建
		27. 5.22	0.6845	+0.043	97.8	
ガーレー	19,435	8. 6.28	0.6645	+0.021	100.0	関東地建
		27. 5.13	0.6964	0.000	104.8	
玉 屋	458	13. 7.15	0.7031	-0.008	100.0	中部地建
		27. 6.18	0.7432	-0.001	105.7	
富 士	1,060	17. 3. 6	0.7121	-0.005	100.0	中四(大阪) 中 四
		27. 7.18	0.6398	+0.021	98.3	
中 浅	1,888	26. 5.28	0.6517	-0.001	100.0	中部地建
		27. 1.16	0.6890	+0.034	105.7	
		27. 2.12	0.7234	0.042	111.0	
中 村	2,549	22. 7. 4	0.7134	+0.012	100.0	関東地建
		27. 9.26	0.7441	-0.014	104.3	
中 村	2,550	22. 7. 4	0.7147	+0.022	100.0	関東地建
		27. 7.22	0.7189	+0.002	100.6	
玉 屋	432	12.11.18	0.7115	-0.006	100.0	関東地建
		13. 5. 2	0.6981	-0.015	98.1	
		24. 2.26	0.6551	-0.017	92.1	
		27. 7.23	0.6859	+0.023	96.4	
ガーレー	P27,232	13. 2.18	0.7023	+0.019	100.0	関東地建
		27. 7.23	0.6823	+0.013	97.2	
ガーレー	P27,228	10. 4.13	0.6916	-0.003	100.0	関東地建
		23. 8. 4	0.6816	+0.017	98.6	

ガレー	P27,249	27. 9. 2	0.6916	+0.007	100.0	関東地建
		23. 8. 4	0.6964	+0.008	100.0	関東地建
		27. 9. 6	0.6912	+0.012	99.5	関東地建

表-6 森式流速計の係数変化比較表

機械製造者名	機械番号	検定年月日	係数($V=aN+b$)		係数 a の変 化比率 %	検定依頼者
			a	b		
玉 屋	514	8. 6. 20	0.2003	+0.008	100.0	関東地建
		27. 5. 21	0.1969	+0.002	98.3	
玉 屋	510	12. 4. 8	0.2744	+0.036	100.0	関東地建
		27. 9. 26	0.2584	+0.020	94.2	
玉 屋	567	23. 7. 31	0.2064	+0.011	100.0	関東地建
		27. 7. 24	0.2034	+0.007	98.5	

表-7 広井式流速計の係数変化比較表

機械製造者名	機械番号	検定年月日	係数($V=aN+b$)		係数 a の変 化比率 %	検定依頼者
			a	b		
	618	12.12. 6	0.1200	+0.003	100.0	中部地建
		23. 7. 22	0.1218	+0.008	101.5	
		26. 6. 26	0.1191	+0.027	99.3	
中 浅	214	14. 9. 19	0.1204	0	100.0	関東地建
		23. 8. 1	0.1192	+0.012	99.0	
		26. 8. 31	0.1192	-0.007	99.0	
玉 屋	611	23. 8. 1	0.1200	+0.017	100.0	中部地建
		27. 7. 9	0.1216	+0.015	101.3	
玉 屋	671	23. 8. 4	0.1276	+0.036	100.0	中部地建
		27. 7. 9	0.1317	+0.010	103.2	
玉 屋	672	16. 4. 10	0.1307	-0.004	100.0	中部地建
		27. 6. 14	0.1348	+0.004	103.1	
玉 屋	2,364	23.10. 1	0.1297	+0.003	100.0	中部地建
		27. 7. 15	0.1315	+0.002	101.4	
玉 屋	661	23. 8. 1	0.1139	+0.014	100.0	中部地建
		27. 7. 16	0.1088	+0.028	95.5	
玉 屋	2,352	23. 7. 31	0.1262	+0.023	100.0	中部地建
		27. 7. 16	0.1193	+0.003	94.5	

表-8 各年度における地方建設局別の流速計検定台数

	東北地方建設局				関東地方建設局			中部地方建設局			
	ブライス	森	広井	タコメーター	ブライス	森	広井	ブライス	森	広井	タコメーター
昭和23年度	8	5	1	4	21	6	8	13	2	12	1
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	6	—	1	25	—	—	—
27年9月現在	—	—	—	—	19	3	1	11	—	8	—
計	8	5	1	4	46	9	10	49	2	20	1

	近畿地方建設局			中国四国地方建設局			九州地方建設局			計
	ブライス	森	広井	ブライス	森	広井	ブライス	森	広井	
昭和23年度	4	—	—	—	—	—	—	—	—	85
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	9	—	1	—	—	—	42
27年9月現在	—	—	—	1	—	—	—	—	—	43
計	4	—	—	10	—	1	—	—	—	170

表-9 各年度における各地方建設局を除いた各流速計所属の検定台数

	建設省 (各地方建設局を除く)			其 の 他			計
	ブライス	森	広井	ブライス	森	広井	
昭和22年度	8	1	—	12	—	1	22
23	28	2	5	—	2	1	38
24	—	—	—	5	—	—	5
25	—	—	—	—	—	—	—
26	3	—	—	2	—	—	5
27年9月現在	—	—	—	3	—	—	3
計	39	3	5	22	2	2	78

表-10 各製造者別によるブライス電音式流速計の係数 ($V=aN+b$)
の算術平均値及び標準誤差, 確率誤差の比較表

製造者名	機械台数	係 数 (a)			係 数 (a)		
		平均 値	標準誤差	確率誤差	平均 値	標準誤差	確率誤差
A	39	0.6848	±0.0163	0.0110	0.016	±0.0201	0.0135
B	18	0.7028	±0.0163	0.0110	0.017	±0.0277	0.0187
C	13	0.7074	±0.0126	0.0085	0.023	±0.0132	0.0089
D	7	0.6913	±0.0148	0.0100	0.029	±0.0247	0.0167

表—11 森式流速計の係数の算術平均値及び標準誤差，確率誤差の比較表

製造者名	機械台数	係 数 (a)			係 数 (b)		
		平 均 値	標準誤差	確率誤差	平 均 値	標準誤差	確率誤差
E	13	0.1959	±0.0211	0.0142	0.026	0.0136	0.0092

表—12 広井式流速計の係数の算術平均値，標準誤差，確率誤差の比較表

製造者名	機械台数	係 数 (a)			係 数 (b)		
		平 均 値	標準誤差	確率誤差	平 均 値	標準誤差	確率誤差
E	9	0.1239	0.0252	0.0170	0.006	0.0117	0.0079

1. The first part of the report is a general
introduction to the subject of the study.
2. The second part is a description of the
methodology used in the study.
3. The third part is a description of the
results of the study.
4. The fourth part is a discussion of the
results of the study.
5. The fifth part is a conclusion of the study.

ベイン剪断試験, 貫入試験による 軟弱地盤の調査について

建設技官 谷 藤 正 三

建設技官 福 岡 正 己

建設技官 稲 田 倍 穂

(昭和 29 年 4 月)

目 次

I まえがき	(1)
II 土質試験結果と軟弱地盤の性質	(3)
III ベイン剪断試験	(6)
IV 貫入試験	(9)
V ベイン剪断試験, 貫入試験および一面剪断試験の比較	(10)
VI 結 び	(12)

I ま え が き

鉄道, 道路, 護岸, 河川堤防などの盛土は沼沢, 湿地のいわゆる軟弱地盤地帯において工事を実施する場合が多い。

この場合, 軟弱地盤の性質と支持力を広い範囲にわたり正確につかむことは上部構造物ならびに基礎の設計施工にあたり, 最も緊急を要する重要な問題である。その方法として最も確実であるとされ現在一般に行われている方法は必要な箇所においてボーリングを実施し, 不攪乱試料を採取してこれについて実験室内で必要とする土質試験を行うやり方である。

しかし築堤盛土のような極めて広い範囲にわたる構築物を対象としてとくに不平等沈下に対し, その地域の地盤の場所的な相違をこの方法で調査する時には, ボーリング・サンプリングの数は, 莫大なものとなり従って調査と試験には多額の経費と時間を要することになる。

基礎地盤調査の他の方法として普通行われている載荷試験は実際に構築する上部構造物の基礎面積が載荷板の面積に比して大きくなればなる程, さらに基礎地盤の成層状態が複雑になればなる程, それだけ精度が低下するということは既に知られていることであつて, 築堤盛土に対する載荷試験では相当大規模に行わなければならない。

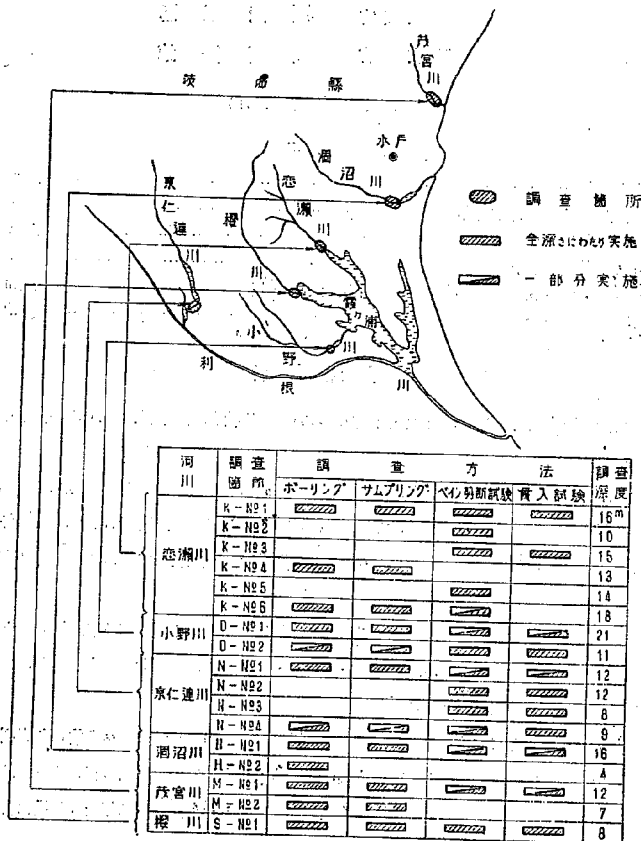
従つて土質調査のために費やす時間と費用を節減し, しかも所期の成果を得るためには簡易に実施できる調査方法が採用され一般に普及されなければならない。

今回実施した茨城県中小河川の築堤を対称とする軟弱地盤調査では土質調査を簡易化する目的をもつて押込

み式のベイン剪断試験器、および貫入試験器を試作して試験するとともに、あわせてボーリング・サンプリ
ングを実施して、不攪乱試料の土質試験を行い、各試験結果を比較してみた。

土質調査を実施した6河川17ヶ所において行つた調査方法と、調査した地盤の深さを表-1に示した。

表-1



これらの調査ヶ所における土質はいずれも極めて軟かいミルト質、粘土質あるいは極めて不安定な泥炭質の土であつたので、ベイン剪断試験器、貫入試験器の押込は人力あるいは簡単な設備によつて行うことができた。従つてこれらの試験の実施に費した時間と労力は極めて少なく、しかもその精度は土質試験の結果を比較

して極めて良好であった。

従つてこれら試作した試験器に今後さらに改良を加えて精度を高めたならば、広い範囲にわたる軟弱地盤の調査を簡易化することができ、調査に費やす経費と時間の節約に貢献するところが極めて大きいものと思われる。

II 土質試験結果と軟弱地盤の性質

ボーリングして採取した不攪乱試料を使用して次の試験を行った。

粒度分析、自然含水比の測定、液性限界および塑性限界試験、土粒子重量および単位体積重量の測定、剪断試験、圧密試験、このうち、剪断試験は不攪乱試料を試験機に装置し、間隙水の絞り出しを極力防止して軟荷と同時に急速に剪断した。また圧密試験も同じく不攪乱試料について実施し、その結果得られた圧力-間隙比曲線から先行荷重を求め、それぞれ計算値と比較した。また圧縮指数も実験より求めた値と $C_c=0.009(L/L-10)$ から計算した値とを比較した。以上の土質試験の結果明白になった各調査所の土性を表-2 に示す。

以上の試験結果から今回調査した軟弱地盤は、次に述べるような顕著な特質をもつ土によつて構成されていることがわかつた。

先ず地盤を構成する土質は極く大雑把に分けて、地表面に近い部分にある砂または、砂質ロームの層とその下のシルト質粘土質あるいは泥炭質の極く軟弱な層およびそれ以下に存在する砂礫層の三部分に分類することができる。勿論この砂礫層以下にはさらにシルト質粘土質の層と砂礫層とが互層状態に堆積していることは容易に推察し得るところであるが、橋脚橋台基礎の如き深い構造物基礎は別として河川堤防、道路路盤の構築などを対象とした場合では、この砂礫層の地盤までの性質が最も問題となることは明白である。

さて地表面近くの砂（又は砂質ローム層）は極く最近の堆積になるものであるが、この層の厚さはその下部の地盤の軟弱の程度にも相当影響を与えていると考えられる。実際に調査を実施してみても、同一地域の地盤でも上部砂層の相当厚く堆積している箇所では、その下のシルト質または粘土質の土は比較的良好な状態にみられた。これは上部砂層の重量による下部軟弱層の圧密のためと思われるが、このことだけによつても、軟弱地盤の性質がいかに生成の条件によつて複雑を極めていかに分り、従つて少ない調査によつて全般の土質と判定することの困難さを痛感させるものである。

一般に軟弱地盤は過去に沼あるいは湖であつたような地域に多く分布している。このような湖沼には上流から運ばれてきた有機物、火山灰などが長年の間に沈積堆積し湿地を形成するとともに、その上に発生した植物が腐敗し堆積して軟弱土質を形成したもので生成の年代は極めて新しい。

従つてこのような地盤では、最初地下水中に浮遊していた土粒子が徐々に自重によつて圧密し現在の状態に到達したものでその圧縮性は極めて高い。

いま調査地点の各深さから取出した土の塑性図を図-1 に画いてみる。これをキャサグランドの方法で分類すると、何れもこれらの土は圧縮性中程度以上の有機物を含みぬシルトおよび有機物を含んだ粘土と判定さ

表-2

調査所	試料採取深度(m)	土質	組成分(%)					自然含水比(%)	液性限界(%)	塑性指数	単位体積重量(g/cm ³)	土粒子の重量(g/cm ³)	飽和度(%)	相対稠度	間隙比		先行荷重(kg/cm ²)		圧縮指数		剪断強度	
			粘土分(%)	シルト分(%)	細砂分(%)	粗砂分(%)	礫(%)								初	先行荷重時	実	計	実	計	粘着力(kg/cm ²)	摩擦角(度)
			0.005以下	0.005~0.05	0.05~0.25	0.25~0.60	0.60以上								期	値	値	値	値	値	値	値
K-No1	0.5	ロ	17	45	28	10	0	191	115	87	28	1.28	2.54	101	3.7	4.78	—	—	0.01	—	—	—
	1.0	ロ	—	—	—	—	—	44	—	—	—	1.66	2.70	89	—	1.34	—	—	0.04	—	0.21	25
	1.5	砂質ロ	4	18	43	35	0	115	—	—	—	1.40	2.60	100	—	3.00	—	—	0.07	—	—	—
	2.0	シルト質粘土ロ	—	—	—	—	—	124	139	78	59	1.37	2.58	100	0.67	3.21	—	—	0.09	—	1.16	—
	3.0	シルト質粘土ロ	26	54	20	0	0	128	148	58	90	1.37	2.58	100	0.78	3.30	3.04	0.17	0.13	1.05	1.24	0.08
	4.0	粘土質ロ	20	45	35	0	0	111	135	72	63	1.42	2.58	101	0.62	2.84	—	—	0.16	—	1.12	—
	4.8	ロ	—	—	—	—	—	129	141	90	51	1.38	2.60	101	0.76	3.32	—	—	0.20	—	1.18	0.06
	5.5	ロ	—	—	—	—	—	115	111	57	54	1.40	2.61	100	1.08	3.01	2.51	0.20	0.22	0.84	0.91	0.06
	6.5	シルト質ロ	18	65	17	0	0	122	122	58	64	1.39	2.61	100	1.00	3.17	—	—	0.26	—	1.01	—
	7.5	ロ	—	—	—	—	—	131	130	58	72	1.37	2.62	100	1.01	3.42	2.82	0.32	0.30	0.99	1.08	0.07
	8.5	シルト質粘土ロ	28	62	15	0	0	127	124	57	67	1.38	2.62	100	1.04	3.34	—	—	0.34	—	1.03	0.08
	10.0	粘土質ロ	35	53	12	0	0	135	127	53	74	1.37	2.62	101	1.11	3.49	2.93	0.40	0.39	1.04	1.05	0.10
	11.5	粘土質ロ	32	51	17	0	0	128	127	55	72	1.39	2.62	101	1.01	3.30	—	—	0.45	—	1.05	0.11
	13.0	ロ	17	48	31	4	0	114	119	58	61	1.41	2.63	100	0.92	2.99	2.60	0.50	0.51	0.98	0.98	0.11
	15.0	ロ	—	—	—	—	—	58	69	48	21	1.64	2.65	99	0.48	1.55	—	—	0.62	—	—	—
O-No1	0.5	ロ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.18	—	—	—	—	—	—	—	—	0.10	14
	1.0	ロ	—	—	—	—	—	67	66	51	15	1.59	2.67	100	1.07	1.80	—	—	0.03	—	—	—
	1.4	砂質ロ	5	19	45	31	0	57	—	—	—	1.67	2.73	99	—	1.57	—	—	0.05	—	0.50	—
	3.0	シルト質ロ	16	57	26	1	0	154	189	112	77	1.33	2.56	101	0.55	3.89	3.77	0.20	0.13	1.28	1.61	0.21
	4.4	シルト質ロ	—	—	—	—	—	149	—	—	—	1.33	2.54	101	—	3.76	—	—	0.18	—	—	—
	6.0	シルト質ロ	12	57	30	1	0	150	177	94	83	1.33	2.53	101	0.68	3.75	3.56	0.20	0.23	1.32	1.50	0.11
	7.0	粘土質ロ	31	43	26	0	0	137	195	105	90	1.33	2.53	102	0.66	3.88	—	—	0.27	—	1.66	0.10
	8.5	粘土質ロ	31	43	26	0	0	144	149	61	88	1.35	2.60	101	0.94	3.70	—	—	0.32	—	1.25	—
	10.0	ロ	—	—	—	—	—	138	135	55	89	1.35	2.62	100	1.04	3.61	3.12	0.34	0.37	1.18	1.12	0.15
	12.5	粘土質ロ	30	46	21	1	0	133	130	48	82	1.37	2.63	101	1.04	3.48	—	—	0.46	—	1.08	0.16
	16.0	粘土質ロ	18	45	35	2	0	110	116	44	66	1.43	2.64	101	1.00	2.89	2.50	0.60	0.60	0.95	0.90	0.18
	19.0	粘土質ロ	23	42	33	2	0	82	105	42	63	1.52	2.64	100	0.63	2.18	—	—	0.74	—	0.85	0.16
	20.0	砂質ロ	13	36	44	7	0	77	—	—	—	1.54	2.65	100	—	2.03	1.92	0.80	0.80	0.80	—	—

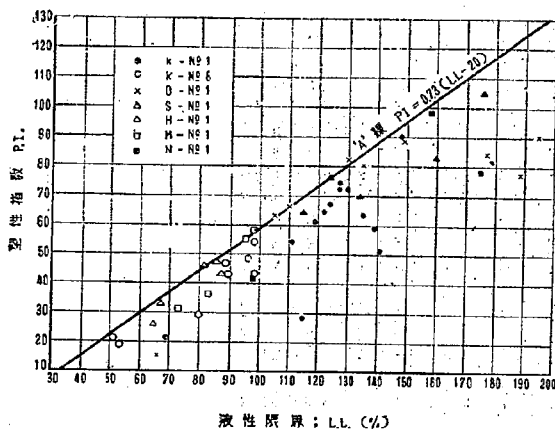


図-1

構造物基礎地盤の支持力としては著しく不足している。

さらに圧縮指数は非常に大きい値であるから、沈下の点から云ってもこのような地盤上に構造物を構築することは、相当思いきった対策を実施しない限り困難であるといわざるを得ない。

III. ベイン剪断試験

土の剪断強度を測定する方法として普通行われている試験には、単純圧縮試験・三軸圧縮試験・直接剪断試験・振り剪断試験などがある。これらの試験はいずれもサンプリングにより現場から採取した試料を試験機にかけて試験する方法であるが、この場合試験の精度は大部分次の二点により左右される。

すなわち、試料採取から試験まで自然状態の土を全く攪乱しないで実施すること、および試験は地中における同一の応力を土に作用せしめた状態の下において行うことである。

不攪乱試料の採取方法は、最近目覚ましい進歩をみせているが採取の際に引起す試料の内部応力の変化とこれに伴う試料の膨脹は防止できない。更に試験に際してこの試料に地中における同様の応力状態を再現し、自然状態にまで復元させることは期待できない。

れる。相対稠度はほとんどの土が0.5以上であり、自然含水比は極めて大きく K-No 1 O-No 1, H-No 1 のシルト質、粘土質地盤では 100~150% N-No 1 の泥炭質地盤では 200~500% にも達しており、間隙比は K-No 1, O-No 1, H-No 1 で 3~4 N-No 1 で 4~7 にもおよぶ大きい値である。

従つて、剪断強度は想像以上に小さく殆んど 0.1~0.2 kg/cm² の範囲でしかなく、



写真-1

この原因によって起る試験精度の低下は、軟弱な土になればなる程加速的に大きくなることは想像にかたくなく、このことは、軟弱地盤の調査を著しく困難ならしめると同時に極めて不満足な結果を導く原因となる。

以上述べた剪断試験方法に比して、ペイン剪断試験は試料を採取することなく地中にあるがまの状態で直接剪断試験を行うことのできる利点をもっている。

ペイン剪断試験として普通行われている方法は、ボーリング孔を利用して、この中で剪断試験を行っているが、極めて軟弱な地盤では重量の大きいボーリング機械の搬入そのものが第一に困難であり、この方法で数多くの箇所の試験を行うためには莫大な時間と費用を要する。

従って、調査が迅速簡易に行えることを第一の目的として、今回はボーリングとは関係なく、最初から直接地中に押込み途中の如何なる箇所でも測定できるようなペイン剪断試験器を試作して使用した。

本試験器の構造は、図-2、表-1 によって示されている。ペインを押し込むために用いる外管は後述の貫入試験器の外管を兼用し、さ

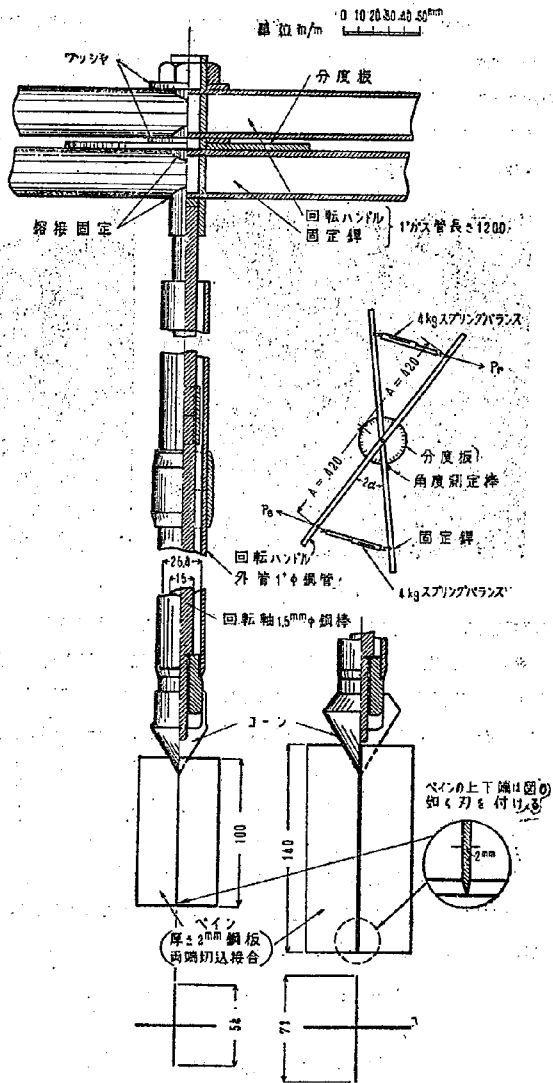


図-2 ペイン剪断試験器構造図

らにこの外管とベイン回転軸との間に押し込みに際して土の入ることを防ぐとともに押し込みを容易にするため、コーンを取付けベインはコーンの先端に取付けられている。予備試験結果によりこのコーンと土の摩擦のため起る誤差は 3~5% 程度であることがわかつたので現場調査用としてはあまり問題にする必要はない。

試験器を地中に押し込む操作は極めて簡単で K-No 1, No 3, O-No 1, N-No 1~No 4 などでは 2~4 人の人力で容易に行うことができ、その他の箇所でも簡単な櫓を組みこれとチェインブロックを利用することにより極めて迅速に作業を進めることができた。(写-2, 3)



写真-2

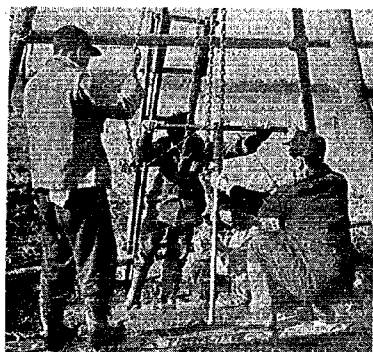


写真-3

剪断強度はベインの回転による剪断歪の進行速度により、相当差異のあることは明白であつて剪断速度は努めて遅いことが望ましい。本試験器では、ハンドルの回転で剪断速度を正確に調節することは不可能であるが、ハンドルの回転速度は 0.5 度/秒を基準として行つた。ベインの振り力はハンドル両端の、スプリングバランスにより読みとることができるが、ベインに回転を与えたモーメントは次式で示される。(図-2)

$$M = (P_r + P_o) A \cos \alpha$$

ここに P_r , P_o : 左右スプリングバランスの力の読み

A : 回転半径

2α : 固定線と回転ハンドルのなす角

この回転モーメントによる土の剪断歪はベインの回転によつて生ずる。円筒面の全周にそつて均一に分布して起るものとすれば次の関係が得られる。

$$\begin{aligned} M &= \tau \left(\pi \cdot D \cdot H \cdot \frac{D}{2} + 2 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2} \right) \\ &= \tau \frac{\pi D^2}{2} \left(H + \frac{D}{3} \right) = \tau K \end{aligned}$$

$$\tau = \frac{M}{K}$$

たゞし K はベイソの大きさによつて定まり

$$K = \frac{\pi D^2}{2} \left(H + \frac{D}{3} \right)$$

とゞに τ = 剪断強度

H = ベイソの高さ

D = ベイソの幅

従つて，試験中のスプリングバランスの読みをとれば，この値からベイソの回転モーメントを求めてだゞちに剪断強度を計算し得るわけである。

実際に試験して得たベイソの回転角と剪断強度の関係の二・三を示すと図-3 の如くである。この図をみると，剪断破壊はシルト質または粘土質の土では回転角が約 40° になつたときに起つており，泥炭質の土ではこれよりさらに大きい歪の下に起つてゐる。勿論この回転角の中には，回転軸の振れ角も含まれており実際には，これよりも小さい剪断歪で破壊が起るものと考えられるが，それにしても剪断破壊に至るまでの歪量が普通の土に比較して極めて大きいことがみられる。さらに回転が進み土が相当攪乱された後における剪断強度の減少は，最大破壊剪断強度に比較してみるとそれ程著しいものではない。これらのことから試験した土が普通の土に比して極めて鋭敏性の小さい土，換言すれば極めて軟弱であり，ほとんど攪乱された状態にある土だと云うことができる。

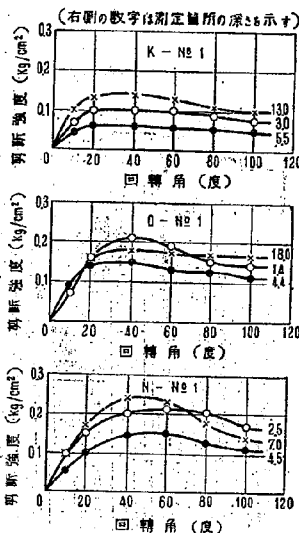


図-3 剪断強度と回転角の関係

IV 貫入試験

貫入試験の方法には動的な方法と静的な方法の二種がある。普通多く使用されているものは，標準貫入試験器であつて重錐の落下を利用して，試験器を打込み一定量の貫入に要した重錐の落下回数によつて地盤の土質を判定するものである。動的な方法は砂礫質または固結した土質から成る堅硬な地質のごとく静的な方法をもつてでは行い得ないか，あるいは極めて困難なような場合において有利である。しかし，打込みの際ロッドの振りに伴うエネルギーの損失，その他の原因によつて精確な測定値を得るためには，いまだ多くの改良すべき点を有している。

軟弱な地盤に貫入試験を行う場合，打込みのために要する力は比較的小さく，しかも貫入によつて土の急激な破壊を引き起すことは望ましくない。従つて動的な方法よりも静的な方法で貫入する試験方法がより適当していると考えられる。今回試作した貫入試験器は，図-4，表-4 に示したごとく構造のものである。

コーンと外管先端との接触部分は，十分密にしてこの部分から貫入中に土が入り，内管の上下動を困難にすることのないようにした。

極めて大きい間隙比，含水比をもつ強度の小さい土を攪乱されない自然状態のまま試料として実験室内に持込み剪断試験を行うことは極めて困難であり，良好な結果を得るがためには周到な配慮と優れた熟練を要する。

これに反しペイン剪断試験では，土は全く自然の状態において試験できるから試験にある程度習熟すれば十分良好な結果を得ることができる。

従って軟弱地盤の調査にあたってペイン剪断試験を利用することは極めて有効な方法であるがこれのためにはまずペイン剪断試験結果の精度が検討されなければならない。

そこで以下に普通行われている剪断試験の結果とペイン剪断試験の結果とを比較してみる。

一面剪断試験の方法は自然状態の土となるべく一致した条件の下で剪断するため，剪断試験機のボーラー・ストーンに代って真鍮板を用い，間隙はすべてグリッドで密封し，載荷および剪断時に起る間隙水の絞り出しを最少限にした。

載荷と同時に剪断を始め約2mm/分の速度で剪断したが，試験前の試料厚さ11mmに対し，試験終了後には次のごとき圧縮量が認められた。

垂直圧力	土 質	
	シルト質粘土質	泥炭質
0.51 kg/cm ²	約 0.4mm	約 1.8mm
1.02 "	" 0.6mm	" 2.2mm
1.53 "	" 0.8mm	" 2.6mm

この程度の圧縮量はサンプリングから剪断試験までに起った試料の膨

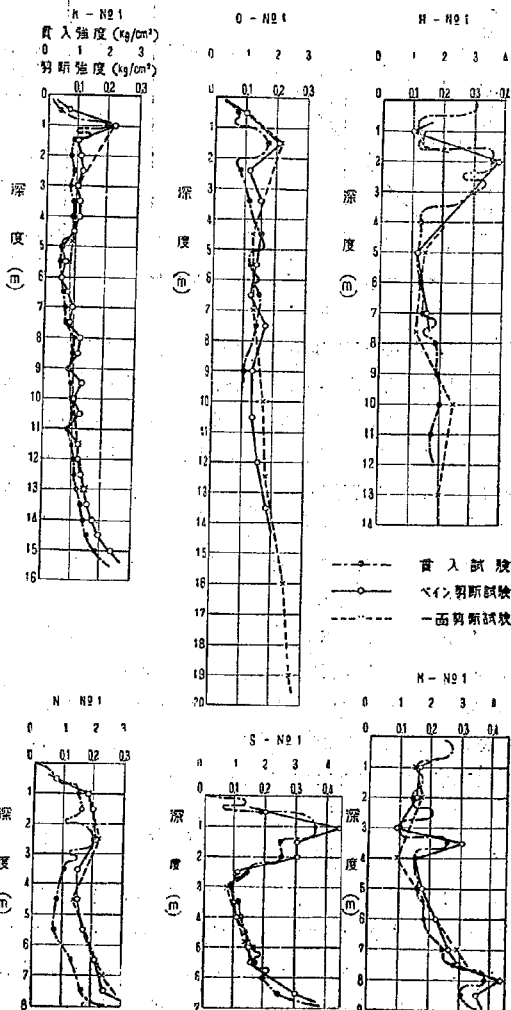


図-5 剪断強度の深度分布

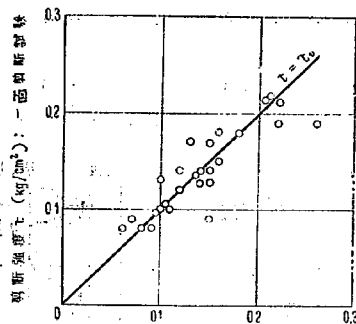
剪断強度 τ (kg/cm²), ベイン剪断試験

図-6

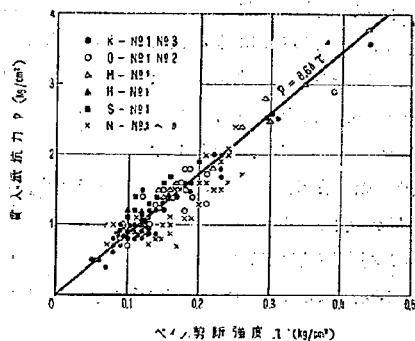
ベイン剪断強度 τ (kg/cm²)

図-7

質量に相当していると思われるので、剪断時の試料は地下の自然状態の土とほとんど変化のないものと思われる。この試験の結果、表-2 に示した粘着力と内部摩擦角が求められたが、この値を用い計算より求めた前行荷重に相当する圧力に対する剪断強度を求めてこの値をその土の剪断強度とした。各調査所の土について行なった一面剪断試験、貫入試験、ベイン剪断試験から求めた土の剪断強度を深度別にとって図-5に示す。

ベイン剪断試験と一面剪断試験から求めた剪断強度を比較してみると、図-6 の如くで極めてよく一致している。

貫入抵抗と土の剪断強度との相関性をしらべるため、図-7 の縦軸に貫入抵抗 P 、横軸にベイン剪断試験より求めた剪断強度をとった。

この結果をみると相当のばらつきは認められるけれども貫入抵抗 P とベイン剪断強度 τ との間には、平均的に云って $P=8.64\tau$ の関係が認められるようである。

N-No 1 の泥炭質の土では一般に剪断強度と比較して貫入抵抗は、相対的に小さくなっているから土の相関関係は土の性質によっても相当変化のあることも当然考えられる。これについてはさらに多くの試験を行って系統的な結果を得るようにしなければならない。

VI 結 び

1. ベイン剪断試験により測定された剪断強度は、一面剪断試験によつた剪断強度とよく一致していることが確かめられた。従つて不攪乱試料の採取とその試験が特に困難な軟弱地盤の調査にあつて土の剪断強度を求める方法としてベイン剪断試験は極めて有効である。特に今回試作した押込み式ベイン剪断試験器を用いた場合には、少ない労力で迅速に調査を行うことができるから広い範囲にわたる軟弱地盤の調査に要する時間と費用を節約するためには極めて有効である。

しかしこの試験器においても十分緩速の剪断を一定の剪断速度で行えるようにする必要がある。

それと共に回転モーメントを与えることによって起る回転軸の振れおよび終手のしめ具合によつて起る，余分の回転のため正確な剪断歪量を測定し得ない点は速やかに改善しなければならない。

2. 貫入試験によつて測定された貫入抵抗力のもつ土質力学的な意味が明確になつていない点は，貫入試験の実施によつて非常なマイナスであるが，数多くの土について試験を行うことにより貫入抵抗力と土の特性質とを直接結合させることは可能である。

特に地盤の全部について試験できるから成層状態のわずかな変化でも発見することができ他の試験と併用した時極めて有効である。

今回試作した貫入試験器はプレッシャーゲージに故障が多くこの点多くの不便を感じたが，これをさらに堅牢な構造に改良するならばベイン剪断試験とともに軟弱地盤調査の有効な手段となるだろう。

1. The first part of the report discusses the general situation of the country and the progress of the work in the various departments. It also mentions the results of the recent elections and the state of the economy.

2. The second part of the report deals with the internal affairs of the country, including the administration of justice, the education system, and the health services. It also mentions the progress of the various public works projects.

3. The third part of the report discusses the external affairs of the country, including the relations with the neighboring countries and the international community. It also mentions the progress of the various diplomatic missions.

4. The fourth part of the report deals with the financial situation of the country, including the state of the treasury, the public debt, and the progress of the various financial reforms.

5. The fifth part of the report discusses the social situation of the country, including the progress of the various social reforms, the state of the labor movement, and the progress of the various social services.

海岸堤防に関する研究 (4)

——進行波の碎波限界——

建設技官 岸 力

(昭和 29 年 5 月)

目 次

I 緒 言	(1)
II 進行波の碎波限界	(1)
III 碎波点の失鋭度と浅水度との関係	(4)
IV 碎波点における水深と波高との関係	(6)
V 結 論	(7)

I 緒 言

海岸堤防の設計波高を定めるには、堤防の前面水深に対して波が如何程の高さ迄高まり得るかを知らる事が必要であるが、今までのところでは理論的にも実験的にも必ずしも満足し得る結果が得られていない。

最近 I.A.H.R (国際水理学会) の会議において、F. Suquet 及び A. Wallet の両氏が進行波並びに重複波の碎波限界に関して精細な実験結果を発表した。

その中重複波の碎波限界に関しては筆者が前の研究において¹⁾その理論的裏付けを行つたが、今回は進行波について $(ka)^3$ までの近似における計算を行い、実験結果と比較した。

II 進行波の碎波限界

Rayleigh の方法に従い、一定速度 C で伝播する波にそれと反対向きの流速 c なる流れを重ね合わせると、運動は波状の流れとなる。

x 軸を水平に、 y 軸を垂直上向きに定め、 x 軸は重ね合わせた流れの向きを正とする。

この定常運動の速度ポテンシャル ϕ 及び流れ函数 ψ を佐藤博士の行つた如く²⁾

$$\left. \begin{aligned} \phi &= -cx + c\beta \cosh k(h+y) \sin kx \\ \psi &= -cy + c\beta \sinh k(h+y) \cos kx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ここに } c = \text{波 速}, \quad k = \frac{2\pi}{\lambda}, \quad \lambda = \text{波 長}$$

とおく。

- 1) 岸 力 “海岸堤防に関する研究 (2)” ——有限振幅の浅水重複波——
土木研究所報告 90 号 昭和 30 年 3 月
- 2) 佐藤 清一 “漂砂に関する研究 (4)” ——浅水波面波について——
土木研究所報告 82 号 昭和 27 年 3 月

流線 $\Psi=0$ は自由表面を, $\Psi=ch$ は底面をあらわす. $\Psi=0$ なる自由表面の形は⁵⁾

$$\eta = \frac{1}{2}ka^2 \coth kh + a \cos kx + \frac{1}{2}ka^2 \coth kh \cos 2kx + \frac{1}{4}k^2 a^3 \left(\coth^2 kh + \frac{1}{2} \right) \cos 3kx + \dots \quad (2)$$

$$\text{但し } a = \beta \sinh kh \left\{ 1 + \frac{3}{4}k^2 \beta^2 \left(1 + \frac{3}{2} \sinh^2 kh \right) \right\} \quad (3)$$

で与えられる.

又 $\Psi=ch'$ ($h' \leq h$) で与えられる流線の平均位置は

$$y = -h' + \frac{1}{2}kr^2 \coth k(h-h') \quad (4)$$

で, その波形は

$$\eta' = \frac{1}{2}kr^2 \coth k(h-h') + r \cos kx + \frac{1}{2}kr^2 \coth k(h-h') \cos 2kx + \frac{1}{4}k^2 r^3 \left\{ \coth^2 k(h-h') + \frac{1}{2} \right\} \cos 3kx + \dots \quad (5)$$

で示される.⁴⁾ 但し (4) (5) 式中の r は

$$r = a \frac{\sinh k(h-h')}{\sinh kh} \quad (6)$$

をあらわす.

前述の如く, (1) で示される波形流は進行波に波速 c の流れを重ね合わせたものであるから, 波形流の流速成分を (u, v) 進行波の流速成分を (U, V) であらわせば両者の関係は

$$U = -c + u \quad V = v \quad (7)$$

となり, (7) から流体内の或る領域における波形流に依る運動量と一様な流れに依る運動量との差は進行波

に依る運動量をあらわす事がわかり, これから進行波中の任意の点の流速を容易に計算する事ができる.

図-1 の如く $\Psi=0$ と $\Psi=ch'$ ($h' \leq h$) との間に, 単位長さの区間をとり, この中に含まれる運動量を考える.

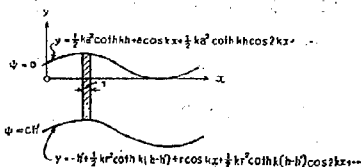


図-1

波形流による運動量 m_w は

$$m_w = \int_{\Psi=ch'}^{\Psi=0} \rho u dy = -\rho \int_{\Psi=ch'}^{\Psi=0} \frac{\partial \Psi}{\partial y} dy = \rho ch'$$

但し ρ = 流体の密度

である.

一樣速度 c なる流れに依る運動量は (2) 及び (4) (5) を用い

$$\begin{aligned} \int_{\rho c dy} y &= \frac{1}{2} ka^2 \coth kh + a \cos kx + \frac{1}{2} ka^2 \coth kh \cos 2kx + \dots \\ y &= -h' + \frac{1}{2} kr^2 \coth k(h-h') + r \cos kx + \frac{1}{2} kr^2 \coth k(h-h') \cos 2kx + \dots \\ &= \rho ch' + \rho c(a-r) \cos kx + \rho ck \{ a^2 \coth kh - r^2 \coth k(h-h') \} \cos^2 kx \\ &\quad + \frac{1}{4} \rho ck^3 \left\{ a^3 \left(\coth^2 kh + \frac{1}{2} \right) - r^3 \left(\coth^2 k(h-h') + \frac{1}{2} \right) \right\} \cos 3kx + \dots \end{aligned}$$

となる。

c なる速度で伝播する進行波による運動量 M_h' は、両者の差であらわされるから

$$\begin{aligned} M_h' &= \rho c(a-r) \cos kx + \rho ck \{ a^2 \coth kh - r^2 \coth k(h-h') \} \cos^2 kx \\ &\quad + \frac{1}{4} \rho ck^3 \left\{ a^3 \left(\coth^2 kh + \frac{1}{2} \right) - r^3 \left(\coth^2 k(h-h') + \frac{1}{2} \right) \right\} \cos 3kx + \dots \quad (8) \end{aligned}$$

となり、(8) で $h'=h$ とおき 1 波長の間で積分すれば、進行波が 1 波長当りにもつ運動量 M は

$$M = \frac{1}{2} \rho cka^2 \coth kh \lambda = \pi \rho ca^2 \coth kh \dots \dots \dots (9)$$

となる。

任意の流線 $\Psi = ch'$ に沿う流速 U_h' を求めるには M_h' を h' について微分し ρ で割ればよいから

$$\begin{aligned} U_h' &= \frac{1}{\rho} \frac{\partial M_h'}{\partial h'} = cka \frac{\cosh k(h-h')}{\sinh kh} \cos kx + ck^3 a^3 \frac{\cosh 2k(h-h')}{\sinh^3 kh} \cos^2 kx \\ &\quad + ck^3 a^3 \frac{\cosh k(h-h') \left\{ \cosh^2 k(h-h') + \frac{7}{2} \sinh^2 k(h-h') \right\}}{\sinh^5 kh} \cos 3kx + \dots \quad (10) \end{aligned}$$

が得られる。表面における流速 U_0 を求めるには $h'=0$ とおけばよいから

$$\begin{aligned} U_0 &= cka \coth kh \cos kx + ck^3 a^2 (\coth^2 kh + 1) \cos^2 kx \\ &\quad + ck^3 a^3 (\coth^2 kh + \frac{7}{2} \coth kh) \cos 3kx + \dots \quad (11) \end{aligned}$$

となる。

U_0 の最大値は波頂において生じ、こゝでは $\cos kv=1$ とおけばよいから

$$U_{0max} = c \left\{ ka \coth kh + k^2 a^2 (\coth^2 kh + 1) + k^3 a^3 \left(\coth^2 kh + \frac{7}{2} \coth kh \right) \right\} + \dots \quad (12)$$

である。

波の高まり得る限界すなわち碎波限界では、流体速度と波速とは等しく、 $U_{0max}=c$ としうるから (12) から碎波限界は $(ka)^3$ までの近似において

$$ka \coth kh + k^2 a^2 (\coth^2 kh + 1) + k^3 a^3 \left(\coth^2 kh + \frac{7}{2} \coth kh \right) = 1 \dots \dots \dots (13)$$

で与えられる。

深水波における Michell の結果と比較するために上式で $kh \rightarrow \infty$ とすれば $\coth kh \rightarrow 1$ であるから

$$ka + 2k^2 a^2 + \frac{9}{2} k^3 a^3 = 1$$

となり、この解として $ka = 0.400$ が得られる。

(12) から明らかな如く、半波高 A と a との関係は

$$A = a + \frac{1}{4} k^2 a^3 \left(\coth^2 kh + \frac{1}{2} \right) + \dots \quad (14)$$

であるから、深水限界波の値として $\coth kh = 1$, $ka = 0.400$ を代入すれば

$$A = 1.06 a$$

となり、従つて深水波の碎ける限界は

$$kA = 1.06 ka = 0.424 \quad \text{あるいは} \quad \frac{2A}{\lambda} = 0.135$$

で与えられる事となる。これは Michell の求めた結果 $2A/\lambda = 0.143$ に極めて近く、従つて (13) なる碎波限界も充分の精度をもつと考えられる。

比較のために、佐藤博士、浜田博士の導いた碎波限界の式を記すとそれぞれ $(ka)^2$ までの近似において

$$ka \coth kh (1 + \tanh^2 kh) + k^2 a^2 \left(\frac{3}{2} - \tanh^2 kh \right) = 1 \quad (15)^{5)}$$

$$ka \coth kh + k^2 a^2 \coth^2 kh = 1 \quad (16)^{6)}$$

であつて、深水の場合の ka の値はそれぞれ

$$ka = \sqrt{6} - 2 = 0.4495$$

$$ka = 0.62$$

となり、筆者の求めた値に比していずれも大きい。なお、浜田博士は (16) なる理論的に導かれた碎波限界が過大の ka を与える事から実験的に

$$\frac{2A}{\lambda} \coth kh = 0.143$$

あるいは

$$kA \coth kh = 0.449 \quad (17)^{7)}$$

なる関係を求めている。

III 碎波点における波の尖鋭度と浅水度との関係

(13) で与えられる碎波限界から、尖鋭度 $2A/\lambda$ と浅水度 H/λ との関係を求めよう。

5) 前脚註 2), 3), 4) 参照

6), 7) Tokuichi Hamada "Breakers and Beach Erosions", Report of Transportation Tech. Res. Ins., No. 1, Dec. 1951.

半波高 A と a との関係は (14) に示した通り

$$A = a + \frac{1}{4} k^2 a^2 \left(\coth^2 kh + \frac{1}{2} \right) + \dots$$

であつて、水深 H と h との関係は (2) から明らかな如く

$$H = h + \frac{1}{2} ka^2 \coth kh \dots (18)$$

である。

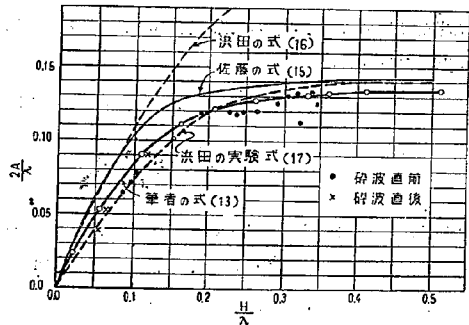
そこで (13) において kh を与えて ka を求め上式に代入すれば $2A/\lambda$ と H/λ との関係を定める事ができる。計算結果を表に示す。

表—1

h/λ	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
kh	0.126	0.314	0.628	0.943	1.257	1.571	1.885	2.199	2.513	3.142
ka	0.0673	0.158	0.266	0.329	0.360	0.375	0.387	0.393	0.395	0.400
kA	0.0722	0.169	0.284	0.315	0.332	0.347	0.360	0.371	0.379	0.384
kH	0.144	0.335	0.692	1.016	1.333	1.647	1.963	2.278	2.592	3.222
$2A/\lambda$	0.0230	0.054	0.090	0.111	0.122	0.126	0.131	0.133	0.133	0.135
H/λ	0.0229	0.0565	0.110	0.162	0.212	0.262	0.313	0.363	0.413	0.513

表—2

砕波直前				砕波直後	
H/λ	$2A/\lambda$	H/λ	$2A/\lambda$	H/λ	$2A/\lambda$
0.345	0.125	0.238	0.118	0.119	0.088
0.336	0.133	0.229	0.119	0.065	0.052
0.321	0.122	0.190	0.118	0.055	0.039
0.317	0.132	0.152	0.101		
0.305	0.130	0.105	0.077		
0.290	0.125	0.097	0.071		
0.265	0.120	0.086	0.064		
0.246	0.119				



図—2

F. Suquet 及び A. Wallet⁸⁾ は砕波限

界に関する実験を行った。表—2 にその代表的な実験値を示す。表—1 及び表—2 の値を図示すると図—2 の如くで、筆者の理論値は実験値とよく一致している事がわかる。又図—2 は浪田博士の示した実験式 (17) もプロットしたが、 H/λ の小さい値では理論値より小さな $2A/\lambda$ を与え、 H/λ が大きくなれば $2A/\lambda$ は逆に理論値より大きくなる傾向をもっているが、実用的には (17) を用いても差支えないと思われる。又佐藤博士の理論式 (15) は H/λ の小さいところで過大の $2A/\lambda$ を与え、又浪田博士の理論式 (16) は H/λ の小さいと

8) F. Suquet and A. Wallet "Basic Experimental Wave Research", Proceedings Minnesota International Hydraulic Convention, Sep. 1953.

ここで佐藤博士の式と同一傾向をとるが H/λ の大きいところでは著しく過大の $2A/\lambda$ を与える。

IV 碎波点における水深と波高との関係

表-1 から $H/2A$ と $2A/\lambda$ の関係を求めると表-3 の如くなりこれを図示すれば図-3 が得られる。

表-3

$2A/\lambda$	0.023	0.054	0.090	0.111	0.122	0.126	0.131	0.133	0.133	0.135
$H/2A$	0.996	1.050	1.217	1.452	1.744	2.074	2.335	2.732	3.033	3.799

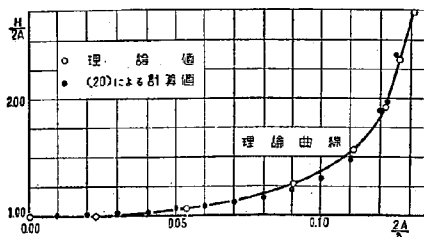


図-3

水深が極めて浅い場合には表-3 及び図-2を参照すれば $H/2A \approx 1$ と推定される。この場合には (13) から $ka \rightarrow 0$ となる事明らかであるから

$$\frac{2A}{\lambda} \rightarrow 0$$

のとき

$$\frac{H}{2A} \rightarrow 1 \dots \dots (19)$$

と考えてよいであろう。この関係を利用して図-3 の曲線を近似式であらわせば、最も多くあらわれる H/λ の範囲すなわち

$$\frac{H}{\lambda} \leq 0.26 \left(\text{あるいは } \frac{2A}{\lambda} \leq 0.125 \right) \text{ では}$$

$$\frac{H}{2A} = 0.911 + \frac{0.012}{0.135 - \frac{2A}{\lambda}} \dots \dots (20)$$

が得られ、図-3 に (20) による計算値も比較のためにプロットしてある。

次に (20) を用い、佐藤博士の方法に倣って、水深 H なる地点で観測された波高 $2A$ 、波長 λ の波が岸の如何なる水深で碎けるかを計算してみよう。

それには、この波が水深 H' の地点に進んだ時の波高 $2A'$ 、波長 λ' はそれぞれ、エネルギー恒存の性質から微小振幅理論に基づいて、次式で見積られると考える。

すなわち

$$\frac{\lambda'}{\lambda} = \left(\frac{H'}{H} \right)^{2/3} \dots \dots (21)$$

$$\frac{2A'}{2A} = \left(\frac{H}{H'} \right)^{1/3} \dots \dots (22)$$

$$\frac{2A'}{\lambda'} = \frac{2A}{\lambda} \left(\frac{H}{H'} \right)^{3/4} \dots \dots (23)$$

(21) ~ (23) は有限振幅理論に基づく厳密な計算にくらべ、 λ' はやゝ小さく、波高はやゝ大きくなり、従つて $\frac{2A'}{\lambda}$ も大きくなるが、計算を簡単にするために採用した。

(21) ~ (23) の $2A'$ 及び H' をそれぞれ砕波点の値と考え、(20) に代入し H' を改めて H_b とかけば、砕波水深の算定式として、

$$0.911 \frac{2A}{\lambda} \left(\frac{H}{H_b} \right) - \frac{H_b}{\lambda} \left(\frac{H}{H_b} \right)^{3/4} - 0.135 \left(\frac{H}{H_b} \right)^{1/4} + 0.135 \frac{H_b}{2A} = 0 \dots (24)$$

表-4

	実 験 1 $T=0.834 \text{ sec}$	実 験 2 $T=1.10 \text{ sec}$
$H(\text{cm})$	25	25
$\lambda(\text{cm})$	99.7	147.3
$2A(\text{cm})$	5.75	4.04
$2A/\lambda$	0.0575	0.0271
$H_b(\text{実測: cm})$	8.50	5.08
$H_b(\text{計算: cm})$	8.50	5.90

が得られる。

(21) ~ (23) は前述の如き性質があるから、(24) から求められる H_b はやゝ大きすぎる事となろう。この点を考慮に入れて (24) を次の如くおき換えてみた。

$$\frac{2A}{\lambda} \left(\frac{H}{H_b} \right) - \frac{H_b}{\lambda} \left(\frac{H}{H_b} \right)^{3/4} - 0.13 \left(\frac{H}{H_b} \right)^{1/4} + 0.13 \frac{H_b}{2A} = 0 \dots (25)$$

(25) を調べるため、勾配 1/9 の水槽で実験を行い、表-4 の結果を得た。

上表に見る通り、(25) は実用上充分な精度をもつと云えよう。

V 結 論

進行波の砕波限界に関しては、今まで、必ずしも満足し得る結果が得られていなかったもので、運動量の計算から波頂における流速を求め、砕波限界を理論的にしらべてみた。

(1) 自由表面に沿う流速 U_0 は

$$U_0 = cka \coth kh \cos kx + ck^2 a^2 (\coth^2 kh + 1) \cos^2 kx \\ + ck^2 a^3 \left(\coth^3 kh + \frac{7}{2} \coth kh \right) \cos^3 kx + \dots$$

であらわれ、波頂における値 $U_{0 \max}$ は

$$U_{0 \max} = cka \coth kh + ck^2 a^2 (\coth^2 kh + 1) + ck^3 a^3 \left(\coth^3 kh + \frac{7}{2} \coth kh \right) + \dots$$

となるから

(2) 砕波限界は $(ka)^3$ までの近似において

$$ka \coth kh + k^2 a^2 (\coth^2 kh + 1) + k^3 a^3 \left(\coth^3 kh + \frac{7}{2} \coth kh \right) = 1$$

で与えられる。

(3) これから計算される限界尖鋭度は深水の場合

$$\frac{2A}{\lambda} = 0.135$$

(?)

となり、Michell の計算した $2A/\lambda=0.143$ よりやや小さい。

(4) 更に上式から $2A/\lambda$ と H/λ との関係を求め表-1 及び 図-2 に示した。この関係は F. Suquet 及び A. Wallet の実験結果とよく一致する。

(5) 次に碎波点における水深と波高との比 $H/2A$ を計算し表-3 及び図-3 に示した。これを近似式であらわすと

$$\frac{H}{\lambda} \leq 0.26 \left(\text{あるいは } \frac{2A}{\lambda} \leq 0.125 \right) \text{ では}$$

$$\frac{H}{2A} = 0.911 + \frac{0.012}{0.135 - \frac{2A}{\lambda}}$$

となる。但し上式を求めるに当り、表-3 及び図-2 を参照して

$$\frac{2A}{\lambda} \rightarrow 0 \quad \text{のとき} \quad \frac{H}{2A} \rightarrow 1$$

と推定した。

(6) 水深 H の所で観測された波高 $2A$ 、波長 λ の波が岸に進んで碎ける水深 H_b の算定式として

$$\frac{2A}{\lambda} \left(\frac{H}{H_b} \right) - \frac{H_b}{\lambda} \left(\frac{H}{H_b} \right)^{3/4} - 0.13 \left(\frac{H}{H_b} \right)^{1/4} + 0.13 \frac{H_b}{2A} = 0$$

を導き、筆者の実験値と比較したところ、上式が実用的には充分の精度をもつ事が確かめられた。

米白橋(合成桁)に関する実験的研究

建設技官 田 原 保 二

建設技官 沓 掛 哲 男

(昭和29年10月)

目 次

I 前 書 き	(1)
II 実験の目的	(3)
III 架設及び実験計画	(3)
〔1〕 支持杭の許容沈下量	(3)
〔2〕 支持杭の〔荷重—沈下〕及び圧密沈下試験	(4)
〔3〕 実験日程	(5)
IV 測定結果及び考察	(6)
〔1〕 床版打ち前すなわち飯桁のみの荷重試験	(6)
〔2〕 床版打ちの際における応力、撓み	(7)
〔3〕 床版打ち後中間支持取外し前までの応力、撓み	(8)
〔4〕 中間支持取外し時の応力、撓み	(12)
〔5〕 死荷重合成に対する考察	(13)
〔6〕 活荷重試験	(14)
V 本実験の目的とした諸項目に対する結論	(20)
VI む す び	(21)
附 録 対傾橋、床版の荷重分布作用について	
〔1〕 緒 言	(22)
〔2〕 公式の誘導	(22)
〔3〕 数 値 計 算	(27)
〔4〕 傾橋(対傾橋)のみの荷重分布作用を考慮した場合	(34)
〔5〕 床版のみの荷重分布作用を考慮した場合	(35)
〔6〕 傾橋と床版、横桁のみ、床版のみ、を考慮した場合の 荷重分布作用の比較	(36)

I 前 書 き

米白橋は秋田県山本郡二ツ井町において、米代川を横断する国道7号線に架せられた橋梁であつて、従来は木橋で数次の水害のため流失の災にあひながら、土地柄その都度木橋をもつて復旧していた。

たまたま昭和28年度より国道改良工事の実施と共に木橋を永久橋として面目を一新すべく着工された。

その一般図は図-1の通りであつて、本実験の対象となるのは右岸の側径間部に架る支間21.05mの径間であつて、活荷重と死荷重の一部に対して合成作用が適用される。半死荷重合成桁として設計されたものである。

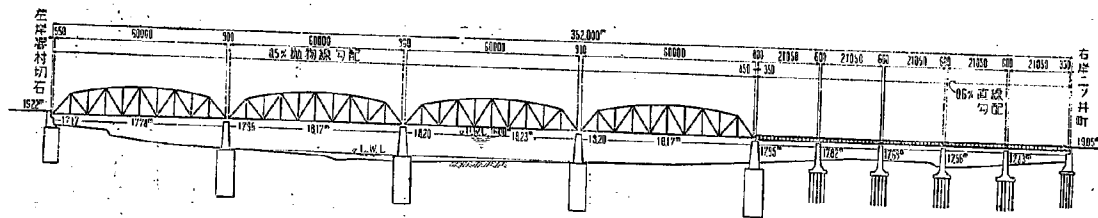


圖 — 7

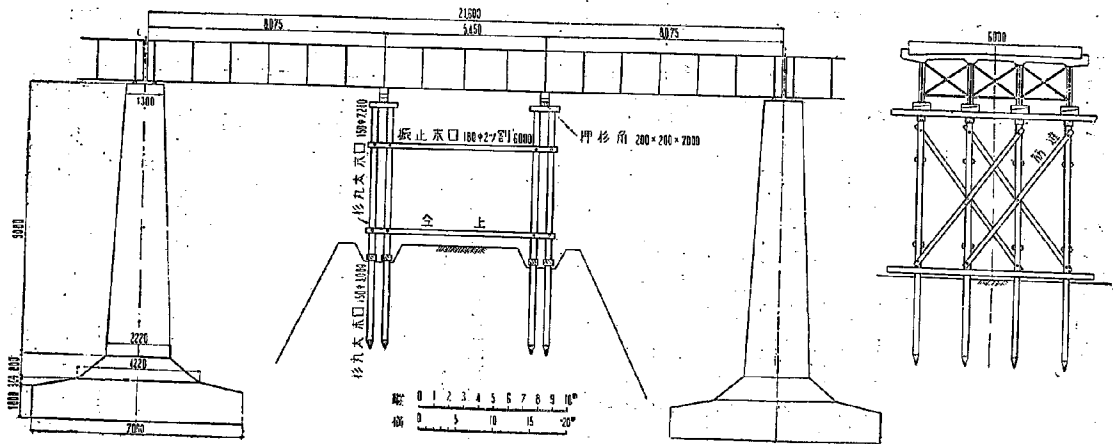


圖 一 2

(2)

又この設計は東北地方建計局よりの依頼により、建設省土木研究所が担当したものである。

II 実験の目的

従来用いられていなかった、主桁方向の鉄筋コンクリート床版の負担作用を考慮した合成桁は、溶接桁の使用とあいまって経済の点からも剛性の点からみても、頗る優秀である事は既に周知の事実であるが、次に述べる合成桁の特質としての諸問題は、いずれも模型実験の域を脱せず今後益々用いられる趨勢にある現状として、実際架設されるものに対する説明が必要となり行われたのである。

- 1) 中間支持を用うる事により死荷重に合成作用を適用できるか。
- 2) プレストレスを加える事の良否。
- 3) 床版の有効幅の問題。
- 4) 測定値と理論値の比較。
- 5) クリーブ、硬化収縮、温度膨張力。
- 6) デベルの問題。

III 架設及び実験計画

本合成桁は床版打ち後、コンクリートが所要の許容応力に達し、支保工取外しを行う迄のやむを得ない種々の沈下量を予測し、死荷重（鋪装、高欄を含む）の $\frac{2}{3}$ に合成作用を適用し、残りの $\frac{1}{3}$ は合成されないものとして設計されたのであるから、この条件を満たすような中間支持が必要である。

諸設の条件から図-2 のように両支点から 7.80m の 2 点支持を採用する事にした。

〔1〕 支持杭の許容沈下量

鉸桁一本に作用する荷重（床版のみを打った場合）

鉸桁に依るもの	210 kg/m
型枠に依るもの	36 kg/m
床版に依るもの	612 kg/m

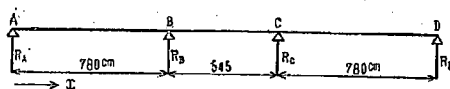
$$W = 858 \text{ kg/m}$$

$$\approx 860 \text{ kg/m}$$

$$= 8.6 \text{ kg/cm}$$

$$W = 860 \text{ kg/m, 断面二次モーメント, } I = 3.9 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

（中央部と端部では I が異なるから換算断面二次モーメントを使用する。）



$$W = 860 \text{ kg/m}$$

$$I = 3.9 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

A・D 点は沈下せず B・C 点が同一量 δ cm の沈下をする場合を考慮する。

$$2(780+545)M_2+545M_3=-\frac{6}{780}\times\frac{1}{24}\times 8.6\times 780^4-\frac{6}{545}\times\frac{1}{24}\times 8.6\times 545^4+6\times 2.1\times 10^3\times 3.9\times 10^3\frac{\delta}{780}$$

$M_2=M_3$ であるから

$$M_2=-42.8\times 10^4+197\times 10^3\delta$$

$$\delta=0 \quad M_2=-42.8\times 10^4 \text{ (kg-cm)}$$

$$R_1=2800 \text{ kg}$$

$$R_2=6260 \text{ kg}$$

$$\therefore x=300\text{cm} \quad M_3=2800\times 300-\frac{8.6\times 300^3}{2}=453000 \text{ (kg-cm)}$$

$$x=600\text{cm} \quad M_{6.0}=2800\times 600-\frac{8.6\times 600^3}{2}=132000 \text{ (kg-cm)}$$

$$x=1052.5 \text{ cm} \quad M_{10.5}=2800\times 1052.5+6260\times 272.5-\frac{8.6\times 1052.5^3}{2} \\ =-114000 \text{ (kg-cm)}$$

$$\delta=1 \text{ cm} \quad M_2=154.2\times 10^4 \text{ kg-cm}$$

$$R_1=5330 \text{ kg}$$

$$R_2=3730 \text{ kg}$$

$$\therefore x=300\text{cm} \quad M_3=5330\times 300-\frac{8.6\times 300^3}{2}=12.13\times 10^5 \text{ (kg-cm)}$$

$$x=600\text{cm} \quad M_6=5330\times 600-\frac{8.6\times 600^3}{2}=16.52\times 10^5 \text{ (kg-cm)}$$

$$x=1052.5 \quad M_{10.5}=5330\times 1052.5+3730\times 272.5-\frac{8.6\times 1052.5^3}{2} \\ =18.6\times 10^5 \text{ (kg-cm)}$$

死荷重（舗装を含む）の $\frac{1}{3}$ によつて桁中央断面に生ずるモーメントは $M_{\frac{1}{3}d}=19\times 10^5 \text{ kg-cm}$ であるから中間支持杭の許容沈下量 $\eta_n=1.0 \text{ cm}$ と決める。

これを図示すると図-3 のようになる。

(2) 支持杭の〔荷重一沈下〕及び圧密沈下試験

中間支持の基礎には杭を用うる事にしたので、予めこの杭打基礎の耐荷力を知るため東北地建秋田工事業務所米白橋出張所で現場の最も地盤の悪そうな箇所、杭の〔荷重一沈下〕及び圧密沈下試験を行った。

架設に際しては、図-2 に示したように 8ヶ所で鉋桁を支持し、1ヶ所につき 2本の杭を用うる事にしたので、杭 1本に作用する荷重は支持点 B、C の沈下 0 するとき最大で $P_{\max}=\frac{6260}{2}=3130 \text{ kg}$ B、C が一様に 1cm 沈下した場合 $P_{\max}=\frac{3730}{2}=1865 \text{ kg}$ である。

試験は3本の杭を正三角形に並べ、これに古レールを載荷して行った。3本の杭の平均値は図-4 のようになる。

これから床版を打った場合の沈下量を求めると、 $d_1=3\text{ mm}$ 及び28日間の圧密沈下量 $d_2=\frac{13}{10}=4.1\text{ mm}$ が得られる。すなわち支持杭に $P_{\max}=3130\text{ kg}$ が載荷された場合、全沈下量 $d=7.1\text{ mm}$ が予定されるわけである。

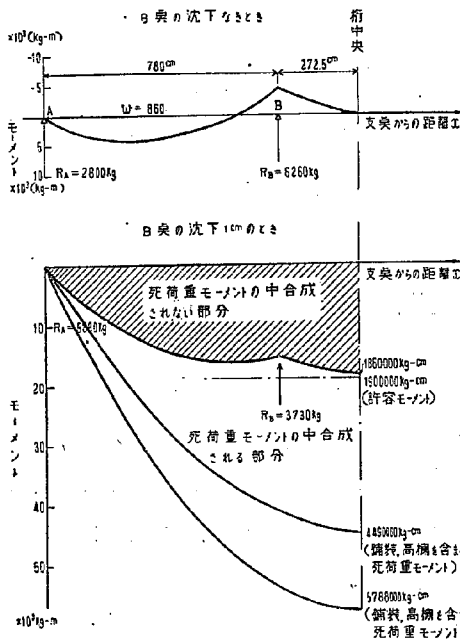


図-3 Dead Load に依る Moment Diagram

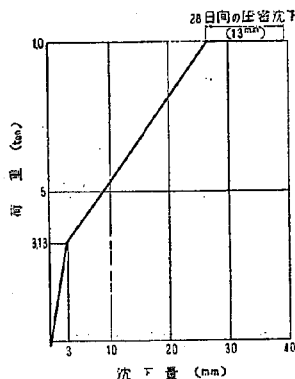


図-4 支持杭の〔荷重-沈下〕及び圧密沈下

〔3〕 実験日程

床版内及びデベル全面におけるコンクリートの応力分布を求めるため、埋込ゲージ 18ヶを土木研究所において作成した。

7月4日 中間支持、型枠、配筋その他床版打ちに必要な諸準備の完了。

7月5日 端部デベルの斜鉄筋に SR-4 を貼布しアララライトでコートする。

7月6日 アララライトでコートした SR-4 を更にアスファルトで防水を行う。

飯桁のみの荷重試験

7月7日 床版打ちの際における応力、撓み測定、同時に埋込ゲージを所定の位置に埋込む。

7月8日～8月3日 床版打ち後、中間支持取外し前迄中間支持の沈下量、及びそれにもなう応力の測定

8月4日 中間支持の取外し、それにもなう撓み応力の測定。

8月5日 活荷重試験。

8月5日～8月7日 Creep 量の測定。

IV 測定結果及び考察

〔1〕床状打ち前すなわち鉄桁のみの荷重試験

鉄桁を床版打ちに際し所定の状態に保持するため、中間支持8ヶ所に各々1ヶの目盛りつき Oil jack を必要としたのでこの Oil jack によつて試験を行った。

中間支持点は少なくとも両端支点と同一レベルにある事が望ましく、許容撓みはこの点を基準としたものである。主桁1本に作用する1m当りの荷重

鉄桁に依るもの	210 kg/m
鉄筋	37 "
型枠	36 "

$$W=283 \text{ kg/m}$$

B, C 点の支持なき場合の B, C 点の沈下量 $\eta_1=0.813 \text{ cm}$

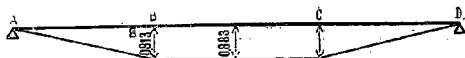


図-5

B, C 点を A, D 点と同一レベルに置くに必要な反力は図-6 の様で

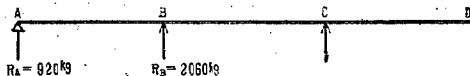


図-6

かつ A, D 点の check plate が負担できる負の反力は、計算上約 1.5 ton であるので、B, C 点に加え得る許容最大反力は $(920 + 2060 + 1500) \div 4500 \text{ kg}$ この問題及び設計応力を考慮して、床版打ち前に中間支持 B, C 点に 4 ton の反力を加える事に決めた。

B, C 点に 4 ton の反力を加えた場合の撓み応力は表-1 のようである。

表-1

測定箇所	撓み mm						応力 kg/cm ²							
	1	2	3	4	5	6	-1	0	1	2	3	4		
理論値	-15.8	-15.8	-17.2	-17.2	-15.8	-15.8	-288	-288	-390	-390	-390	-390		
実測値	-13.2	-13.2	-14.4	-14.2	-13.3	-13.0	-182		-248	-256	-243	-256		
実測値 理論値	0.83	0.83	0.84	0.83	0.84	0.82	0.64		0.63	0.66	0.62	0.65		

撓みの平均実測値は 0.83 であるのに対し応力の方は 0.64 である。これは上フランジにあるデベルに依る影響と思われる。

次に 4 ton の反力を加えたまま 6 時間放置して撓み応力の変化を測定し、再び減少した反力を 4 ton に直し、12 時間放置し前と同様の測定を行い表-2 の結果を得た。

表-2 (変化百分率 = $\frac{\text{変 化 量}}{\text{表-1 の 與 測 値}}$)

測定箇所	撓 みの 変 化 量 (mm)						応力の変化量 kg/cm ²					
	1	2	3	4	5	6	-1	0	1	2	3	4
第 1 回 6時間放置	5.4mm	5.0	5.2	5.3	5.1	5.1	66		116	100	95	93
変化百分率	0.41	0.37	0.36	0.37	0.38	0.39	0.36		0.47	0.39	0.39	0.37
第 2 回 12時間放置	1.9mm	2.0	2.0	2.1	2.3	2.2	18		30	32	25	20
変化百分率	0.14	0.15	0.14	0.15	0.17	0.17	0.10		0.12	0.12	0.10	0.08

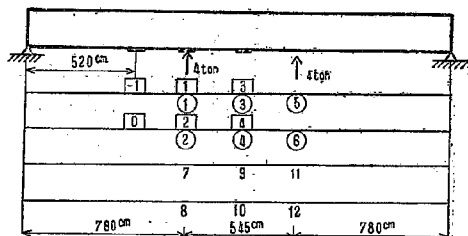
表-2 から明らかなように第一回目の方が第二回目に較べ遙かに大きな変化量を示しているこれから中間支持の沈下は支持柱自体の変形、各格点のガタのなじみ及び変形、支持杭の圧密沈下 Oil jack の油漏れ等によるものであるから、一度荷重を加える事によりこれらを充分 Setting させ得る事がうかがえる。

〔2〕 床版打ちの際における応力、撓み

床版打ちは、午前8時から桁の左岸よりの支点上から始め午後3時40分完了した。撓み、応力の測定箇所は前の縦桁荷重試験の場合と同様である。(図-7 参照)

〔2〕で予想したより可成り大きい沈下量を示したのは、支持杭の耐荷力試験は単杭として行つたのに対し、実際の支持杭は図-2 から見られるように2本の縦桁の1ヶ所を支えるように接近して配置されたので完全な単杭としてではなく、幾分群杭として作用した事及びコンクリート打ちの際の衝撃等によるものと思われる。

コンクリート打ち中、6ヶの test piece



○ 撓み測定箇所 □ 応力測定箇所 (下フランジ)

図-7

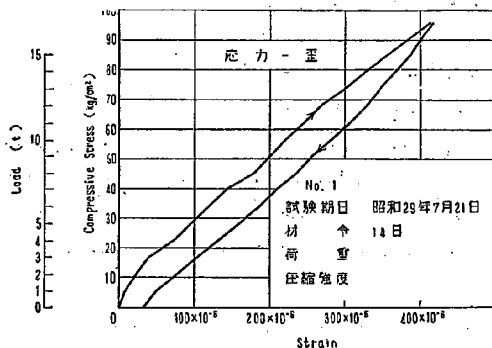


図-8

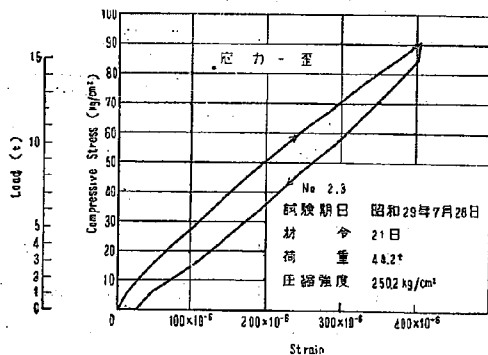


図-9

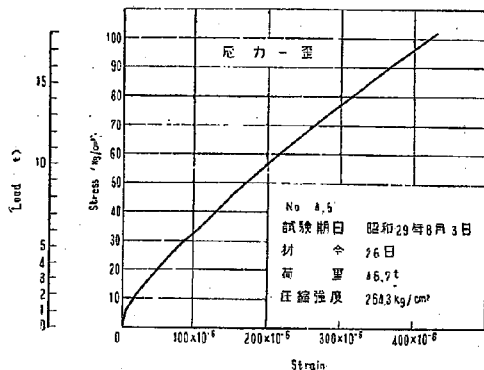


図-10

をとり東北大学土木教室において Age 14, 21, 26 におけるヤング率及び破壊強度試験を行った。その結果は図-8, 9, 10 のようである。

〔3〕 床版打ち後中間支持取外し前までの応力、撓み

床版打ち後、中間支持取外し前までの 28 日間における測点 1, 2, 3, 4, 5, 6, の撓み変化、及び測点 2, 4, の応力変化は図-11, 12 のようである。

今釧路のみで荷重を負担していると仮定した場合図-11 の撓みに応ずる測点 2, 4, の応力は $\sigma_2 = 115 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_4 = 120 \text{ kg/cm}^2$ である事が予測される (11頁参照)

もし合成桁として考えるときは $\sigma_2 = 328 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_4 = 342 \text{ kg/cm}^2$ (11頁参照) である事が予測される しかるに実測はその中間の値

$\sigma_2 = 198$ $\sigma_4 = 184$ を示している。

これは中間支持取外し前にも、すでに合成桁として一部作用している事を示すものである。次にこの問題を

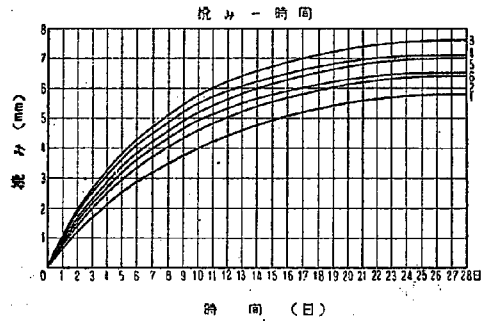


図-11

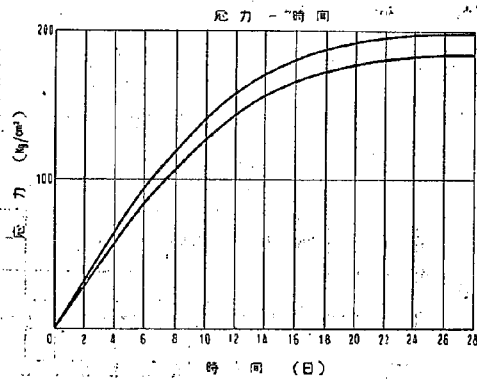


図-12

取扱ってみよう。

今中間支持が η (cm) なる沈下をした場合、中間支持点、桁中央に生ずるモーメントを M_L, M_O とすると

$$M_L = M_O = 197 \times 10^4 \eta \text{ (kg-cm)}$$

となる。(III〔1〕の M_O 参照)

コンクリートのヤング率が E_{st} なる時、鋼板が負担するモーメント M_{st} は次式で現わされる。

$$M_{st} = \frac{J_{st}}{J_o} M_O = \frac{J_{st}}{J_o} 197 \times 10^4 \eta$$

$$J_o = J_{st} + \frac{1}{n} J_b + \frac{a^2 F_{st} n}{F_b} F_b$$

$$F_o = F_{st} + \frac{1}{n} F_b$$

$$n = \frac{E_{st}}{E_b}$$

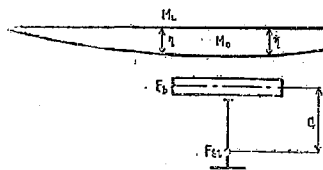


図-13

コンクリートのヤング率と時間の関係を 図 8-9--

10 から求めると図-14 のようである。

設計のヤング率 $E_s = 210000 \text{ kg/cm}^2$ がでるのは age

≈ 9 日である。之を用いて (鋼桁の負担するモーメント
全モーメント

時間) 曲線を求めると図-15が得られる。これから

age ≈ 3 日後は殆んど完全なる合成桁として作用して

いる事がわかる。従つて床版打ち後、中間支持取外しまでの沈下量の中、age 3 日後のものは合成桁に作用した事になるわけである。

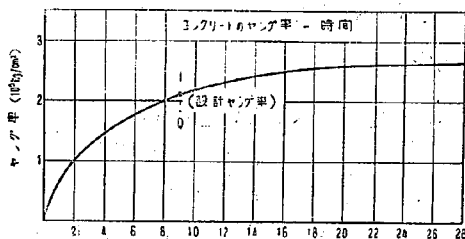


図-14

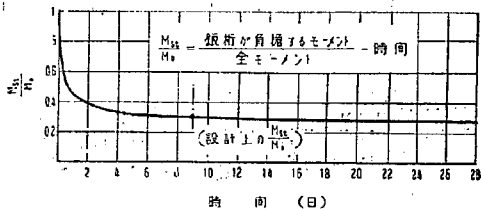


図-15

測点 1, 2, 5; 6 及び 2, 4, の各々の平均値 η^L, η^0 についてこの値を求めると

$$\left. \begin{array}{l} \eta_{2-5}^L = 0.2 \text{ mm} \\ \eta_{2-5}^0 = 0.25 \text{ mm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{鋼桁のみで負担}$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta_{3-28}^L = 0.45 \text{ mm} \\ \eta_{3-28}^0 = 0.50 \text{ mm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{合成桁として負担}$$

すなわちこの期間における中間支持の沈下にもなるモーメントの 70 % は合成された事になる。しかしコンクリートの材令の若いためにおきる大きなクリープと、硬化、乾燥収縮のためにこの % は可成り減少せられる。クリープや、硬化、乾燥収縮の計算法については別の機会に譲りこの場合は取扱う係数が不明であり、かつ計算も煩雑で精度が明しがないので省略し、次に述べる応力、撓みの関係からこの値の大略を推定するにとどめたい。

この期間における測点 2.4 の応力の変化は $\sigma_2 = 198 \text{ kg/cm}^2, \sigma_4 = 184 \text{ kg/cm}^2$ である。(図-12 参照) これ

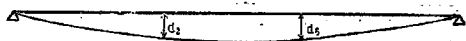
は測点 2, 6 の沈下量の α が鉄桁のみにより、残りの $(1-\alpha)$ が合成桁により負担されるとし、かつ鉄桁のみの場合の

$$\beta = \frac{\text{応力の 実測値}}{\text{理論値}} = \frac{0.64}{0.83} = 0.77 \quad (\text{表-1 参照})$$

及び合成桁の場合の

$$\beta = 1.05 \quad (\text{表-9, 10 参照})$$

を考慮すると次のようになる。測点 2, 6 の沈下 d_2, d_6 による測点 2, 4, 6 のモーメントの変化量を M_2, M_4, M_6 とする。



$$\text{鉄桁のみの } I = 3.9 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{合成桁の } I = 13 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$2(780+545)M_2 + 545M_6 = +6 \times 2.1 \times 10^6 \times I \left(\frac{d_2}{780} - \frac{d_6-d_2}{545} \right)$$

$$545M_2 + 2(545+780)M_6 = +6 \times 2.1 \times 10^6 \times I \left(\frac{d_6-d_2}{545} - \frac{d_6}{780} \right)$$

$$M_2 = (17.37 d_2 - 12.31 d_6) I$$

$$M_6 = (17.37 d_6 - 12.31 d_2) I$$

$$d_2 = d_6 \text{ の時}$$

$$M_2 = \frac{M_2 + M_6}{2} = 2.53 (d_2 + d_6) I$$

$\alpha = 1$ (桁鉄のみで荷重負担)

$$\text{測点 2 の応力 } \sigma_2 = \frac{(17.37 \times 0.64 - 12.31 \times 0.65) \times 3.9 \times 10^5}{7989} \times 0.76 = 115$$

$$\text{" 4 の " } \sigma_4 = \frac{2.53(0.64 + 0.65) \times 3.9 \times 10^5}{7989} \times 0.76 = 120$$

$\alpha = 0$ (合成桁として全荷重負担)

$$\text{測点 2 の応力 } \sigma_2 = \frac{(17.37 \times 0.64 - 12.31 \times 0.65) \times 13 \times 10^5}{12910} \times 1.05 = 328$$

$$\text{" 4 の " } \sigma_4 = \frac{2.53(0.64 + 0.65) \times 13 \times 10^5}{12910} \times 1.05 = 342$$

$\sigma_2 = 198 \text{ kg/cm}^2$ に相当する α は

$$198 = 115\alpha + 328(1-\alpha)$$

$$\therefore \alpha = 0.61$$

$c_1=184 \text{ kg/cm}^2$ に相当する α は

$$184 = 120\alpha + 342 (1-\alpha)$$

$$\therefore \alpha = 0.7$$

これから沈下量の約 35% に相当する部分が合成された事がうかがえる。

以上をまとめると表-3 のようになる。

表-3

	1	2	3	4	5
	鉄桁のみで負担	全荷重が合成桁に作用	クリープ硬化、乾燥収縮による応力減少なき場合	クリープ硬化、乾燥収縮による応力減少ある場合	クリープ硬化、乾燥収縮による応力減少値
合成桁として作用する割合	0	100	約 70%	約 35%	
測点 2	115 (kg/cm ²)	328	265	198	67
〃 4	120 (kg/cm ²)	342	276	184	92
算定基準	沈下量測定値と表-1 とを用いての計算値	沈下量測定値と表-9.10. を用いての計算値	コンクリートのヤング率一時間、中間支持沈下量一時間の関係より求める	実測値	(3)-(4)

上フランジについても測定が行えたら、この種計算に対してもつと高精度の値が得られたのだが、この養生期間中測定器を電磁石でつけておく事が難しく、行ない得なかつた事は甚だ残念であつた。

[4] 中間支持取外し時の応力、撓み

中間支持を取外した時の撓み、応力の変化は表-4 のようである。測定箇所については図-7 参照

表-4 2', 4' : 測点 2, 4 の上フランジ

	撓み (mm)						応力 (kg/cm ²)							
測定箇所	1	2	3	4	5	6	-1	0	1	2	3	4	2'	4'
実測値	2.1	2.0	2.1	2.3	2.2	1.9	80	0	106	100	110	95	-15	-13

次に中間支持取外し時の撓み、応力のみが合成されたとしてその合成百分率を求めてみよう。

中間支持を使用せず、全荷重を鉄桁のみで及び合成断面で負担した場合の測点 2, 4 の撓み、応力の理論値及びその最尤理論値は表-5 のようである。

表-5

		撓み		応力	
測定箇所		2	4	2	4
鉄桁のみで負担	理論値	24.7 mm	26.8	556 kg/cm ²	596
	最尤理論値	20.5	22.3	351	376
合成断面で負担	理論値	7.4	80.8	344	368
	最尤理論値	5.4	5.8	254	272

（最尤理論値とは、理論値に他の荷重試験から求めた測定値を乗じたものである。）

今作用している荷重と舗装、高欄等を含む全死荷重との比 $\gamma = \frac{860}{1110} = 0.78$ を考慮すると表-4, 5 の使用により今作用している荷重及び全死荷重（この場合、舗装、高欄による荷重は合成されるものとす）の合成百分率は表-6 のようになる。

表-6

測 点	撓 み		応 力	
	2	4	2	4
今作用している荷重に対する合成百分率	37%	40%	40%	35%
全死荷重に対する合成百分率	51	53	53	50

中間支持取外し前迄は、合成作用が適用されないと仮定すると全死荷重の約 50% が合成され、約 50% が鉄桁のみによつて負担された事になるが、〔3〕において述べたように中間支持取外し前でも合成作用は適用されるのであつて、この合成百分率は可成り上昇するのである。

この事については次の死荷重合成に対する考察で詳論しよう。

〔5〕 死荷重合成に対する考察

鉄桁架設後から中間支持取外し迄の各点の撓み応力は表-7 のようである。

表-7

測点	撓 み (mm)						応力 kg/cm ²		算定基準
	1	2	3	4	5	6	2	4	
測定条件									
中間支持なし、鉄桁、鉄筋、型枠による	8.13	8.13	3.83	8.83	8.13	8.13	183	196	理論値
上の場合の最尤理論値（以下の計算にはこの最尤理論値を用いる）	6.8	6.8	7.4	7.4	6.8	6.8	115	124	表-1 と理論値
支点より7.8mの位置に4cmの反力を加えた時	-13.0	-13.2	-14.4	-14.2	-13.4	-13.0	-256	-255	実測値
床版打ちはじめから終了迄	8.5	8.3	9.4	9.3	8.5	8.6	145	170	"
床版打ち終了後から中間支持取外し前まで	5.8	6.4	7.6	7.1	7.0	6.5	198	184	"
小 計	8.1	8.3	10.0	9.6	8.9	8.9	202	223	
中間支持取外しによる	2.1	2.0	2.1	2.3	2.2	1.9	100	95	実測値
合 計	10.2	10.3	12.1	11.9	11.1	10.8	202	318	

中間支持取外し前迄の許容撓みは 1 cm で、測点 1, 2, 5, 6 の撓みはこれ以下である。

又測点 2, 4 の応力についてみると中間支持取外し前迄の許容応力（合成作用がないとした場合）は

$$\sigma = 1860000 / 7989 = 233 \text{ kg/cm}^2 \text{ (図-3 参照) で実測値はこれ以下である。}$$

この許容撓み、応力の決定に当つては中間支持取外し前迄は合成作用が適用されないとの仮定のもとに決めたので、実際には床版打ち終了後から中間支持取外し前迄の部分にも、可成り合成作用があるのでこの許容撓み、応力を幾分超えたにしても、中間支持取外し時の撓みも考慮して検討しなければ判定し得ないわけであ

る。

勿論本実験の場合のように許容撓み、応力以内ならば問題なくよいわけである。

中間支持を取外した時迄の許容応力は

$$\sigma = \frac{1900000}{7989} + \frac{2590000}{12910} = 438 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

でこれに対し実測値は 310, 318 (kg/cm²) と小さな値を示している。

結局最終目的である中間支持を取外した時の各部の応力を許容応力以内にとどめるという事ができたわけである。応力を長期間現場で測定する事は困難であるので、便宜上撓みで制限したわけである。

次にこの最終状態の撓み、応力から表-5 を用いて合成百分率を推定してみよう。

α 部が鉄筋のみにより (1-α) 部が合成断面により負担されたと仮定すれば

撓みから 測点 1, 2, 5, 6 の平均値 $\eta_2 = 10.7 \text{ mm}$

測点 3, 4 の平均値 $\eta_4 = 12.1 \text{ mm}$

$$\eta^* = 10.7 = 20.5\alpha_2 + (1-\alpha_2)5.4 \cdots \cdots \alpha_2 = 0.35$$

$$\eta_4 = 12.1 = 22.3\alpha_4 + (1-\alpha_4)5.8 \cdots \cdots \alpha_4 = 0.38$$

応力から

$$\sigma_2 = 310 = 351\alpha_2 + (1-\alpha_2)254 \cdots \cdots \alpha_2 = 0.49$$

$$\sigma_4 = 318 = 376\alpha_4 + (1-\alpha_4)272 \cdots \cdots \alpha_4 = 0.44$$

$\gamma = 0.78$ (13 頁参照) であるから全死荷重 (舗装, 高欄を含む) に対する合成百分率は大約表-8 のようである。

表-8

測 点	撓 み		応 力	
	2	4	2	4
全死荷重に対する合成百分率	72 %	70 %	62 %	66 %

この推定には、種々の factor を用いているので精度はあまり期しがたいが、全死荷重の約 $\frac{2}{3}$ が合成された事がうかがえる。

(6) 活荷重試験

(1) 荷重載荷方法

荷重として、セメント袋 180 袋 (9 ton) を図-16 のように支点より 7.8m の位置に対称に載荷した場合と、支間方向に対称に半載した場合について各々 3 度測定し、その平均値をもつて測定値とした。

(2) 測定箇所

(イ) 撓み 測点 1, 2, 3, 4, 5, 6 に撓み計、測点 5, 6, 11, 12 にダイヤルゲージを取付け撓み測定を行った。(図-7 参照)

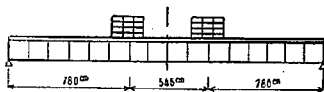
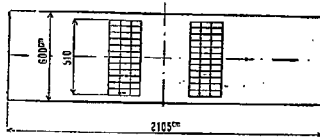


図-16

ロ) 応力 支点より 10.525m (中央断面) 7.8m (荷重載荷位置) 5.3m 2.00m の断面及び 1 桁の端部ゲベルについて測定を行った。(図-17 参照)

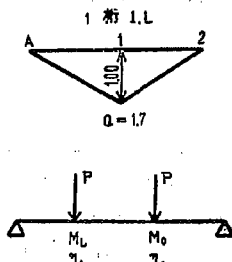
(3) 慣用法による理論値

桁中央、荷重載荷位置の断面における応力、撓みの理論値は次のようである。

設計には $n=10$ を用いたので本計算でもこれを用いた。

主桁反力を P , P による主桁中央断面、荷重載荷位置における曲げモーメントを M_0 , M_L , 撓みを η_0 , η_L とし、鉋桁の上下突縁の応力を σ_{eo} , σ_{eu} , 床板の上面の応力を σ_{so} とする。

荷重載荷重



$$P = 1.7 \times \frac{9000}{5.1} = 3000 \text{ (kg)}$$

$$M_0 = M_L = 780P = 2340000 \text{ (kg/cm)}$$

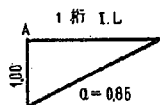
$$\sigma_{eu} = \frac{M_0 (M_L)}{12910} = 181 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eo} = \frac{-M_0 (M_L)}{69500} = -34.2$$

$$\sigma_{so} = \frac{-M_0 (M_L)}{300200} = -7.8$$

$$\eta_0 = 0.0001258 \times P = 0.377 \text{ (cm)}$$

$$\eta_L = 0.0001156 \times P = 0.347$$



$$P = 0.85 \times \frac{9000}{5.1} = 1500 \text{ kg}$$

$$M_o = M_L = 780 \times 1500 = 1170000 \text{ (kg-cm)}$$

$$\sigma_{eu} = 90.5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eo} = -17.1$$

$$\sigma_{bo} = -3.9$$

$$\eta_o = 0.188 \text{ (cm)}$$

$$\eta_L = 0.173$$

半載荷重

$$P = 1.4875 \times \frac{9000}{5.1} = 2625 \text{ (kg)}$$

$$M_o = M_L = 780 \times 2625 = 2045000 \text{ (kg-cm)}$$

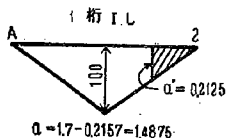
$$\sigma_{eu} = 158 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eo} = -29.9$$

$$\sigma_{bo} = -6.8$$

$$\eta_o = 0.330 \text{ (cm)}$$

$$\eta_L = 0.303$$



A桁は満載荷重の場合と同じ

$$P = 0.2125 \times \frac{9000}{5.1} = 375 \text{ (kg)}$$

$$M_o = M_L = 292500 \text{ (kg-cm)}$$

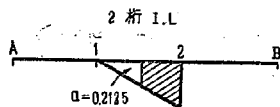
$$\sigma_{eu} = 22.6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eo} = -4.3$$

$$\sigma_{bo} = -0.98$$

$$\eta_o = 0.047 \text{ (cm)}$$

$$\eta_L = 0.043$$



(4) 理論値と実験値の比較

1) 応力

表-9

			桁 中 央			荷 重 載 荷 位 置		
			慣用理論値	実測値	比	慣用理論値	実測値	比
満載	A 桁	σ_{eu}	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²	
		σ_{eo}	90.5	106	1.17	90.5	85	0.94
		σ_{bo}	-17.1	-15	0.88	-17.1	-12	0.70
			-3.9	-4	1.03	-3.9		

荷 重	1 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	181 -34.2 -7.8	110 -15 -4.4	0.61 0.44 0.56	181 -34.2 -7.8	98 -14	0.54 0.41
	A 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	90.5 -17.1 -3.9	103 -13 -3.8	1.14 0.76 0.98	90.5 -17.1 -3.9	83 -11	0.92 0.64
	1 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	15.8 -29.9 -6.8	73 -11 -3.0	0.46 0.37 0.44	158 -29.9 -6.8	61 -9	0.39 0.30
	2 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	22.6 -4.3 -0.98	42 -6 -1.6	1.85 1.40 1.63	22.6 -4.3 -0.98	28 -4	1.24 0.93
	B 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	0 0 0	3 0 0	0 0 0	0 0 0	2 0 0	0 0 0

2) 撓 み

表-10

比: 実測値
理論値

		桁 中 央			荷 重 載 荷 位 置		
		慣用理論値	実 測 値	比	慣用理論値	実 測 値	比
満載荷重	A 桁	(cm)	0.210	1.12	0.173(cm)	0.195	1.13
	1 桁	0.188 0.377	0.220	0.53	0.347	0.210	0.61
半載荷重	A 桁	0.188	0.200	1.06	0.173	0.175	1.13
	1 桁	0.330	0.145	0.44	0.303	0.140	0.46
	2 桁	0.047	0.080	1.70	0.043	0.070	1.63
	B 桁	0	0.010	0	0	0	0

以上の結果を図示すると附図-17のようになる。これから明らかなように慣用理論値と実測値との間には可成りの差異が認められる。これは実際には中央断面、 $\frac{1}{4}$ 断面に対傾構が配置されていて、これがいわゆる荷重分布横荷として作用すると同時に、床版も又荷重分布作用をなすからで、この両方の影響を考慮する必要があるが設計では $n=10$ を用いたが実際には $n=8$ である事によると思われる。対傾構、床版を考慮し $n=8$ とした場合については附録で論ずる事にする。

(5) 床版の有効幅

床版の有効幅を求めるには、次の2つの方法が考えられる。

1) 床版の応力分布は図-18 のようになるから、この面積に等しい腹板上の最大応力を1辺とする矩形の他辺 λ をもって表わす方法である。

本実験においては支点より 10.525m 5.30m の断面において、これを行う予定であったが実験当初の降雨により測点の減少をよきなくされ、10.525m (桁中央) 断面の床版上面についてのみ測定を行った。その結果は図-19 のようで、床版はほぼ完全に有効に作用している事がうかがえる。

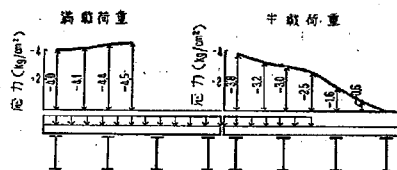
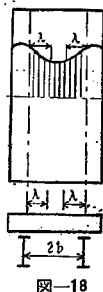


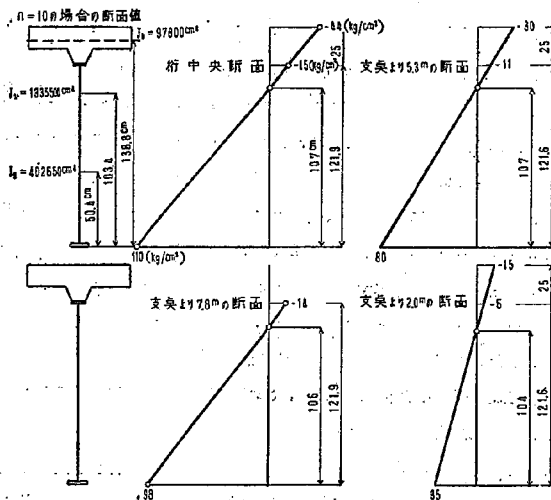
図-19

しかしこの方法は床版自体の有効幅としては当を得ているが、鉋桁に対して床版が如何程有効に作用しているかを問題にする場合には、いさゝか不明瞭の嫌いがあり、この点からは次の 2) の方法が優っている。

2) 合成断面中立軸の位置から 主桁断面の応力分布から合成断面の中立軸を求め、それから有効に働いている床版部分を逆算する方法である。しかしこの方法ではコンク

表-11

支点からの距離	2.0m		5.3m		7.8m		10.525m	
	実測値	慣用理論値	実測値	慣用理論値	実測値	慣用理論値	実測値	慣用理論値
σ_{cu} (kg/cm ²)	35 (0.84)	41.7	80 (0.73)	110	98 (0.66)	148.5	110 (0.74)	148.5
σ_{co}	-6 (0.86)	-7	-11 ()	-13.6	-14 ()	-23.0	-15	-28.0
σ_{bo}	-1.5 ()	-1.7	-3.0 ()	-4.5	-6.4	-6.4	-4.4	-6.4
下梁縁下面より中立軸の位置迄	104	10.5	107	10.5	106	103.4	107	103.4



(コンクリートの応力は端部の応力に換算したものを採用)

図-20

リートのヤング率 E_0 が問題になるので個々の断面についてはそれほど成果を期し難いが、支間方向に沿って有効幅が如何に変化するを知るには極めて適切な方法という事ができる。

1 桁（内桁）の支点より 2.0 m, 5.3 m, 7.8 m, 10.525 m, の各断面の応力分布, 中立軸の位置は表—11, 図—20 のようである。

桁中央断面では床版の全幅 170 cm が全部有効であると仮定すると $n = \frac{E_s(\text{鋼のヤング率})}{E_b(\text{コンクリートのヤング率})}$ は次式から求められる。

$$\frac{121.9 \times 110}{110 + 15} = \frac{9930 + \frac{409460}{n}}{197 + \frac{2930}{n}}$$

$$n = 8.30 \quad E_b = 253000 \text{ kg/cm}^2$$

〔別に test piece で実験した結果によると $E_b = 270000 \text{ kg/cm}^2$ (図—10 参照) である。〕

この $n = 8.3$ を用いて上述の各断面における床版の有効幅を求めると次のようになる。

支点より 7.8 m の断面

有効に作用するコンクリート断面積を F_b とすると

$$\frac{121.9 \times 98}{98 + 14} = \frac{9930 + \frac{138.8 \times F_b}{8.3}}{197 + \frac{F_b}{8.3}}$$

$$F_b = 2860 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{有効幅 } \lambda = \frac{F_b - (\text{ハンチ部の面積})}{\text{床版厚}} = \frac{2860 - 400}{15} = 164 \text{ cm}$$

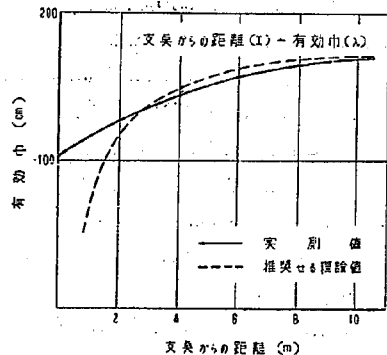
同様にして支点より 5.3 m, 2.0 m の断面の有効幅を求めると $\lambda = 152 \text{ cm}, 127 \text{ cm}$ を得る。以上の結果を図示すると、図—21 のような支点からの距離 x と床版の有効幅 λ との関係が得られる。

床版の有効幅は支点到に近づくに従い減少する事がうかがわれる。これは又支点到に近づくに従い応力の実測値理論値が太くなる事によつても推測される。

鉸桁断面を変化しない時は問題ないが、鉸桁の断面をモーメントの減少に応じ変化させる時にはこの事実を考慮する必要があると思われる。この問題については土木研究所において目下研究中であるが暫定的として次のような方法をとる事を推奨したい。

支点から x なる距離 (図—22 参照) の床版の有効幅は DIN 1708 の表—3 (道路 1954. 7. 参照) の l のかわりに $2x$ をいれ、該当する λ を求めるようにする。

この方法で上述の断面につき有効幅を求めると表—12, 図—21 のようになる。



図—21

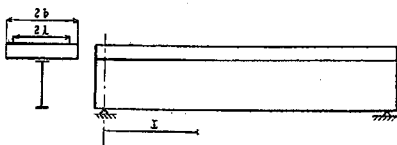


図-22

本実験は許容応力より可成り小なる応力領域で行われたので、これを直ちに設計応力附近に適用するに当つては、懸念を有するが、昭和 27 年 8 月土木研究所によつて行われた鶴見川橋（合成桁）の模倣実験で、合成桁は

表-12

支点からの距離 x	2.00 m	5.30 m	7.80 m	10.525 m
$b/2 \approx 85/2x$	0.2125	0.0802	0.0545	0.0404
λ	0.656	0.936	0.996	16
2λ	110 cm	158 cm	168 cm	170 cm

コンクリートが弾性体と見なし得る応力範囲内では、応力度には殆んど無関係に諸傾向例えば中立軸の位置、Bernoulli Euler の仮定等が成立する事が確かめられているので、この有効幅の問題も可成りの妥当性を認めてもよいのではないかと思う。

V 本実験の目的とした諸項目に対する結論

(1) 中間支持を用うる事により死荷重に合成作用を適用できるか

予め支持杭の耐荷力を測定し、適当な中間支持を用うる事により目的を達する事ができる。しかし荷重載荷後中間支持取外しまでも可成りの沈下がある事、及び桁、支持柱、支持杭等の接統箇所におけるガタ、変形等により支持杭のみの沈下を予測した場合より可成り大きな沈下量を示すが、この点に充分留意して中間支持を計画しなければならない。

(2) プレストレスを加える事の良否

米白橋で実験を考慮した次の 2 つの場所につき検討してみよう。

1) 図-23 に示すように、中間支持点で桁に反力に加え、負のモーメントを起させて床版を打つ方法で米白橋ではこの方法を消極的に用い目的を達し得たが、この方法をもつと積極的に用うる為には支点部を負の反力もとらう。のような構造にする必要がある。しかし普通の地盤上で本法を用うると相当の沈下を示すので、設計応力上、これを考慮するに当つては充分な注意が肝要である。

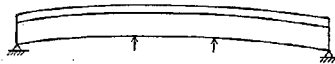


図-23

なお最初、所定の反力に加え長時間放置し、その後再び所定の反力にして、床版を打つようにすると中間支持の沈下量を減少するに相当の効果がある。

2) 図-24 に示すように中間支持だけで桁を支持し床版を打ち、床版が所要の強度に達した時中間支持を除去し脊で支持するようにする。

この方法では予測される沈下量以上に、上げごしを行つておく事により、この状態での全合成桁を作成するに極めて信頼し得る簡単な方法ではあるが、その反面中間支持の不等沈下により、桁を脊上に下した時、床版

に振りが作用するので、この点充分留意して架設しなければならない。この理由で米白橋では本法を用いなかった。

しかし本法によるときは上述したように信頼し得る全合成桁を作成しうるので、今後の研究にまっところ大である。



図-24

(3) 床版の有効幅の問題

従来幅の広いフランジの有効幅は、捩屈からのみ制限を受けていたが、その応力分布からも制限するのが妥当で、この点、支間 l とフランジ幅 b の函数として有効幅を決めている DIN 1087 (道路 1954, 7, 319 頁) は極めて合理的な方法である。これに従って米白橋の有効幅を求めると、フランジ幅 b が全部有効な事になり、実験も又事実を立証していた。しかし DIN 1078 では有効幅は支間に沿って一定としているが、図-22 に見られるよう支点に近づくに従い減少しているのを、モーメントの減少に従い縦筋断面を減少する場合には IV [6] (5) 2) で述べた方法で有効幅を求めるとよいと思う。

(4) 測定値と理論値の比較

測定値
理論値
は 0.6~0.8 でこの程度の値は他の鋼構造型式の場合とはほぼ同様な傾向を示している。従ってこれは床版と縦筋と一体となって荷重を負担した事実を裏書きするものである。

(5) クリープ、硬化乾燥収縮、温度差応力

硬化、乾燥収縮による応力は、中間支持の沈下等にもなる応力と、一緒に現われる為、測定できなかった。

クリープに依る応力変化は、それ自体が長年月を有する事、及び荷重軟荷にともなう基本応力度が小さく測定期間も短時日であつたので、測定値は測定器の誤差範囲に近く解析する事が不可能であつた。

温度差応力も又小さく測定器の誤差範囲内であつた。

(6) チェベルの問題

埋込ゲージが有効に作用しなかつた為、測定が不可能であつた。

VI む す び

合成桁は、縦筋橋に較べ信頼度が低いのではないかという懸念は、よく設計され充分なる配慮を持って架設された合成桁に対しては、全くないという事が、本実験に依り確められた。

今後益々盛んに用いられるであろう合成桁の、設計、架設に対し本実験より得た諸結果が参考ともなれば極めて幸甚とするところである。

なお最後に本実験に際し協力を得た東北地方建設局、東北大学の関係者各位に深く感謝の意を表する。

附 録

対傾構，床版の荷重分布作用について

〔1〕 緒 言

合成桁では支間方向に対し床版と版桁を合成するのであるが，同時に横方向に対しても合成されるので，対傾構とその上部の共同する床版を考慮する時は可成り大きな剛度を有するからこれを荷重分布横桁と見做す事ができる．この荷重分布横桁と床版とは如何なる割合で荷重を分布するかは甚だ興味深いものがある．

著者は横桁と主桁との交点に作用する交点力，荷重，撓み，をフーリエ級数で表わし，床版を微小幅の横桁が連続するものとして計算を進めた．

〔2〕 公式の誘導

E_s : 主桁材料の弾性係数

E_G : 床版 " "

E_G : 横桁 " "

I_s : 主桁の慣性モーメント

I_G : 横桁 " "

I_G : 単位幅の床版の慣性モーメント

l : 主桁のスパン長

b : 外側主桁の間隔

又公式の誘導に當つて次の仮定を設ける．

1. 各主桁の慣性モーメントは全長を通じて一定とする．
2. 荷重は主桁上にのみ作用する．

n 番目の横桁と l 番目の主桁との交点力を Q_{nl} で示し l 番目の主桁の分布反力を q_l で示す．

今右交点より x なる断面の主桁の撓みと床版の撓みとが等しいという条件から分布反力 q を荷重 P 及び交点力 Q で表わしてみよう．

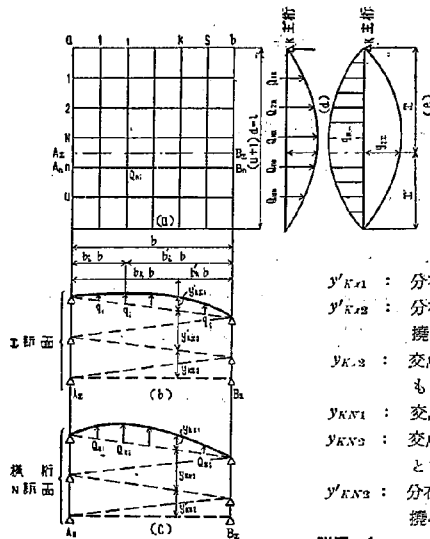
主桁 K には (附図 1—(d) (c) 参照)

$$\text{集中荷重} \quad Q_K = \sum_{n=1}^n Q_{nK} = \sum_{n=1}^n \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{2Q_{nK}}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{分布荷重} \quad q_K = \sum_{m=1,2,3,\dots} q_{mK} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots\dots\dots (2)$$

が作用する．

撓み y と荷重 Q, q との間には次の関係がある．



- y'_{Kx1} : 分布反力 $q \sim q_s$ に依る床板の撓み
 y'_{Kx2} : 分布反力 $q_1 \sim q_s$ に依る支点沈下にもなる撓み。
 y_{Kx3} : 交点力 $Q_{11} \sim Q_{n1} \sim Q_{us}$ に依る支点沈下にもなる撓み。
 y_{KN1} : 交点力 $Q_{N1} \sim Q_{N3}$ に依る横桁の撓み。
 y_{KN2} : 交点力 $Q_{11} \sim Q_{n1} \sim Q_{us}$ に依る支点沈下にもなる撓み。
 y'_{KN2} : 分布反力 $q_1 \sim q_s$ に依る支点沈下にもなる撓み。

附図-1

$$Q = EI \frac{d^4 y_1}{dx^4}$$

$$q = EI \frac{d^4 y_2}{dx^4}$$

従って

$$y_1 = \frac{l^4}{\pi^4 E_s I_{SK}} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} \frac{2Q_{nK}}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots\dots\dots (3)$$

$$y_2 = \frac{l^4}{\pi^4 E_s I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mk} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots\dots\dots (4)$$

となる。

K 主桁上の床板の撓みは（附図-1 (b) 参照） A_x, B_x を支点沈下のない単純梁とした場合の分布反力 $q_1 \sim q_s$ による y'_{Kx1} と分布反力 $q_1 \sim q_s$ 、交点力 $Q_{11} \sim Q_{n1} \sim Q_{us}$ による支点 A_x, B_x の沈下にもなる y'_{Kx2}, y_{Kx3} の和で表わされる。

$$y'_{Kx1} = - \sum_{i=1}^s \frac{b_i^3}{E_s I_c} \kappa_{Ki} \sum_{m=1,2,3,\dots} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{ただし } \kappa_{Ki} = \begin{cases} \frac{b_K b_i'}{6} (1 - b_K^2 - b_i'^2) & b_K + b_i' \leq 1 \text{ のとき} \\ \frac{b_K' b_i}{6} (1 - b_K'^2 - b_i^2) & b_K + b_i' \geq 1 \text{ のとき} \end{cases}$$

y'_{Kx2} :

分布圧力 q_i による支点 A, B の反力は $q_i b_i', q_i b_i$ である。従つて支点 A_x, B_x における q_i に依る撓

みは (4) 式を用いて

$$y_{Ai} = -b_i' \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SA}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

$$y_{Bi} = -b_i \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SB}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

となる。

$$\therefore y'_{K2} = \sum_{i=1}^s (y_{Ai} b'_K + y_{Bi} b_K) = \frac{-l^4}{\pi^4 E_S} \sum_{i=1}^s \left(\frac{b'_i b'_K}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots (6)$$

y_{K2} :

変点力 Q_{ni} による支点 A_n, B_n の反力は $Q_{ni} b'_i, Q_{ni} b_i$ である。

従つて支点 A_x, B_x における Q_{ni} による撓みは (3) 式を用いて

$$y_{Ani} = -b'_i \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SA}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \frac{2Q_{ni} d}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

$$y_{Bni} = -b_i \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SB}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \frac{2Q_{ni} d}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

となる。

$$\therefore y_{K22} = -\frac{l^4}{\pi^4 E_S} \sum_{i=1}^s \left(\frac{b'_i b'_K}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \sum_{n=1}^n \frac{2Q_{ni} d}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots (7)$$

$$(3) + (4) = (5) + (6) + (7)$$

(K主桁の撓み) (K主桁上での床版の撓み)

より次式を得る

$$\begin{aligned} & \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{n=1}^n \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \frac{2Q_{nK} d}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} + \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mK} \sin \frac{m\pi x}{l} \\ &= -\sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E_O I_O} x_{Ki} \sum_{m=1,3,5,\dots} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} - \frac{l^4}{\pi^4 E_S} \sum_{i=1}^s \left(\frac{b'_i b'_K}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \\ & \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \sum_{n=1}^n \frac{2Q_{ni} d}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} + q_{mi} \right\} \dots \dots \dots (8) \end{aligned}$$

荷重 P の作用する桁においては左辺に P による項が加つて次のようになる。左支点より D なる距離に荷重 P が載荷された場合

$$\begin{aligned} & \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{n=1}^n \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \sum_{n=1}^n \frac{2Q_{nK} d}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} + q_{mK} \right\} + \frac{2P l^3}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \\ & \sin \frac{m\pi D}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} = -\sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E_O I_O} x_{Ki} \sum_{m=1,3,5,\dots} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} - \frac{l^4}{\pi^4 E_S} \\ & \sum_{i=1}^s \left(\frac{b'_i b'_K}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \sum_{n=1}^n \frac{2Q_{ni} d}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} + q_{mi} \right\} \dots \dots (9) \end{aligned}$$

荷重 P が端主桁 $A, (B)$, 上にある場合には右辺に荷重 P による端主桁の撓みの影響が加つて次のようになる。

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_s I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \sum_{n=1}^n \frac{2Q_{nK}}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} + q_{mK} \right\} = b_K' \frac{2P l^3}{\pi^4 E_s I_{SA}} \\ \sum_{m=1}^s \frac{1}{m^4} \sin \frac{m\pi D}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} - \sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E_o I_o} x_{Ki} \sum_{m=1,2,3,\dots} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} - \frac{l^4}{\pi^4 E_s} \\ \sum_{i=1}^s \left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SH}} \right) \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \sum_{n=1}^n \frac{2Q_{ni}}{l} \sin \frac{m\pi nd}{l} + q_{mi} \right\} \dots (10)$$

(8), (9), (10) のような式が中間主桁 1~S において成立する。一方未知数の分布反力の数は $q_{m1} \sim q_{ms}$ で中間主桁の数だけあるから、 m の各値について連立方程式を解く事により、 q_{mi} を荷重 P 、交点力 Q で表わす事ができ、従つて分布反力は

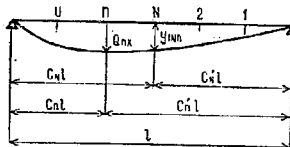
$$q = \sum_{m=1,2,3,\dots} q_m(P, Q) \sin \frac{m\pi x}{l} \dots (11)$$

となる。

実際の計算には $\sin \frac{m\pi x}{l}$ が消されて簡単となる。

分布反力は P と Q で表わす事ができたから残る未知数は交点力のみで、その数は中間主桁と横桁の交点数 SN であり、この中間主桁と横桁の交点につき主桁の撓みと横桁の撓みが等しいという事から SN 箇の条件式を得、この連立方程式を解く事により交点力 Q が得られる。

今交点 (NK) について考えよう。



附図-2

主桁の撓みは集中荷重による y_{1N} 、分布荷重による y_{2N} の和で表わされる。

集中荷重 Q_{NK} による N 点の撓みは

$$y_{1N} = \frac{l^3}{E_s I_{SK}} x_{Nn} Q_{NK}$$

であるから

$$x_{Nn} = \begin{cases} \frac{C_N C_{N'}}{6} (1 - C_N^3 - C_{N'}^3) & C_N + C_{N'} \leq 1 \\ \frac{C_N' C_N}{6} (1 - C_N'^3 - C_N^3) & C_N + C_{N'} \geq 1 \end{cases}$$

$$y_{1N} + y_{2N} = \sum_{n=1}^n \frac{l^3}{E_s I_{SK}} x_{Nn} Q_{NK} + \frac{l^4}{\pi^4 E_s I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mK} \sin \frac{m\pi Nd}{l} \dots (12)$$

となる。

横桁の撓みは (附図-1, (c) 参照) A_N, B_N を支点沈下のない単純梁とした場合の交点力 $Q_{N1} \sim Q_{NS}$ による y_{KN1} と、全交点力 $Q_{11} \sim Q_{ns}$ 、分布反力 $q_1 \sim q_s$ による支点 A_N, B_N の沈下にもなる y'_{KN2} 、 y''_{KN3} の和で表わされる。

y_{KN1} :

$$y_{KN1} = - \sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E_o I_o} x_{Ki} Q_{Ni}$$

(註 = x_{Ki} としては (5) の場合の値を用うる。)

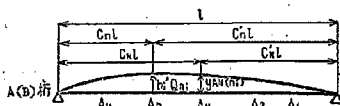
y_{KN2} :

交点力 Q_{ni} による支点 A_n, B_n の反力は $Q_{ni} b'_i$

$Q_{ni} b_i$ である。

従つてこの反力による支点 A_N, B_N における撓みは

(附図-3 参照)



附図-3

$$y_{AN}(ni) = -b'_i \frac{l^3}{E_S I_{SA}} x_{Nn} Q_{ni}$$

$$y_{BN}(ni) = -b_i \frac{l^3}{E_S I_{SB}} x_{Nn} Q_{ni}$$

$$x_{Nn} = \begin{cases} \frac{C_N C_n'}{6} (1 - C_N^2 - C_n'^2) & C_N + C_n' \leq 1 \\ \frac{C_N' C_n}{6} (1 - C_N'^2 - C_n^2) & C_N + C_n' \geq 1 \end{cases}$$

となる。

$$\therefore y_{KN2} = -\sum_{n=1}^u \sum_{i=1}^s \frac{l^3}{E_S} \left(\frac{b'_i b_K'}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) x_{Nn} Q_{ni} \dots \dots \dots (14)$$

y'_{KN2} :

(6) 式より

$$y'_{KN2} = -\sum_{i=1}^s \frac{l^3}{\pi^4 E_S} \left(\frac{b'_i b_K'}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi N d}{l} \dots \dots \dots (15)$$

交点 (NK) につき

$$(12) = (13) + (14) + (15)$$

(主桁の撓み) (横桁の撓み)

が成立する。

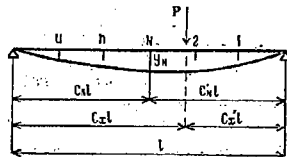
$$\begin{aligned} & \sum_{n=1}^u \frac{l^3}{E_S I_{SK}} x_{Nn} Q_{ni} + \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi N d}{l} = -\sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E_O I_O} \\ & x_{Ni} Q_{ni} - \sum_{i=1}^s \frac{l^3}{E_S} \left(\frac{b'_i b_K'}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \left\{ \sum_{n=1}^u x_{Nn} Q_{ni} + \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{l}{\pi^4 m^4} \right. \\ & \left. q_{mi} \sin \frac{m\pi N d}{l} \right\} \dots \dots \dots (16) \end{aligned}$$

荷重 P の作用する桁においては荷重 P による N 点の撓み

$$y_N = \frac{l^3}{E_S I_{SK}} x_{Nx} P$$

が左辺に加わつて次のようになる。

$$x_{Nx} = \begin{cases} \frac{C_N C_x'}{6} (1 - C_N^2 - C_x'^2) & C_N + C_x' \leq 1 \\ \frac{C_N' C_x}{6} (1 - C_N'^2 - C_x^2) & C_N + C_x' \geq 1 \end{cases}$$

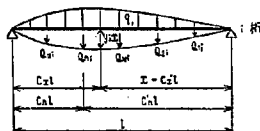


附図-4

$$\begin{aligned} & \sum_{n=1}^N \frac{I^3}{E_S I_{SK}} x_{Nn} Q_{nK} + \frac{I^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mK} \sin \frac{m\pi N d}{l} + \frac{I^3}{E_S I_{SK}} x_{Nz} P \\ &= - \sum_{i=1}^S \frac{b^3}{E_O I_O} x_{Ki} Q_{Ni} - \sum_{i=1}^S \frac{I^3}{E_S} \left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SH}} \right) \left\{ \sum_{n=1}^N x_{Nn} Q_{ni} \right. \\ & \quad \left. + \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{l}{\pi^4 m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi N d}{l} \right\} \dots\dots\dots (17) \end{aligned}$$

荷重 P が端主桁 $A(B)$ 上にある場合には右辺に荷重 P に依る端主桁の撓みの影響が加わって次のようになる。

$$\begin{aligned} & \sum_{n=1}^N \frac{I^3}{E_S I_{SK}} x_{Nn} Q_{nK} + \frac{I^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mK} \sin \frac{m\pi N d}{l} = b_K' \frac{I^3}{E_S I_{SA}} x_{Nz} P \\ & - \sum_{i=1}^S \frac{b^3}{E_O I_O} x_{Ki} Q_{Ni} - \sum_{i=1}^S \frac{I^3}{E_S} \left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SH}} \right) \left\{ \sum_{n=1}^N x_{Nn} Q_{ni} + \sum_{m=1,2,3,\dots} \right. \\ & \quad \left. \frac{l}{\pi^4 m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi N d}{l} \right\} \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$



附図-5

(16), (17), (18) のような式が各中間主桁と横桁の交点において成立する。

この Su 箇の連立方程式を解く事に依り交点力 Q を得、この Q を (11) 式に代入して分布反力 q を知る事ができる。従つて各桁のモーメント、撓みは次のようになる。

$$M_{ix} = \frac{I^3}{\pi^2} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^2} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} + (l-x) \sum_{n=1}^N \frac{nd Q_{ni}}{l} - \sum_{n=1}^N \frac{Q_{ni}(nd-x)}{n} \dots (19)$$

第三項の下限は $\frac{x}{d}$ より大きい整数とする。

$$y_{ix} = \frac{I^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} + \sum_{n=1}^N \frac{I^3}{E_S I_{SK}} x_{zn} Q_{ni} \dots\dots\dots (20)$$

$$x_{zn} = \begin{cases} \frac{C_z C_n'}{6} (1 - C_z^2 - C_n'^2) & C_z + C_n' \leq 1 \\ \frac{C_z' C_n}{6} (1 - C_z'^2 - C_n^2) & C_z + C_n' \geq 1 \end{cases}$$

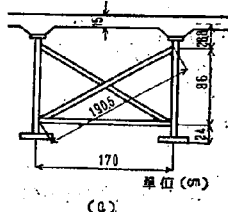
〔3〕数値計算

まず対傾構の換算断面二次モーメントを求めてみよう。

米白橋の対傾構は附図-6 に示すようである。曲げモーメントは上、下弦材が、剪断力は斜材が負担するものとす。

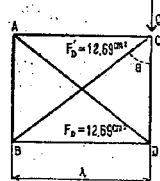
主桁間の剪断力を Q とすると (附図-6 参照)

$$\text{斜材力 } D = -\frac{Q}{2} \sec \theta$$



(a)

F_D F_D' : 斜材の断面積



(b)

附図-6

$$D' = \frac{Q}{2} \sec \theta$$

垂直材に当る CD 、 AB は主桁で断面積大であるからその変形は省略する。

斜材の ds 部分の伸びは

$$\delta ds = \frac{D ds}{EF_D} = \frac{\frac{1}{2} Q \sec \theta ds}{EF_D}$$

である。この伸びの鉛直方向の投影量は

$$dy_d = \frac{Q ds}{2EF_D} = \frac{Q dx}{2EF_D \sin \theta}$$

$$\therefore \frac{dy_d}{dx} = \frac{Q}{2EF_D \sin \theta}$$

従って剪断力による撓み量は

$$y_d = \frac{Q \lambda}{2EF_D \sin \theta} \dots \dots \dots (21)$$

対傾溝と共同して作用する床板幅は $D_{IX} 1073$ を参考として

$$0.3 \lambda = 0.3 \times 170 = 51 \text{ cm}$$

とする。

$$n = \frac{\text{鋼のヤング率}}{\text{コンクリートのヤング率}} = 8$$

を用うると附図-7 の慣性モーメントは、

$$J_F = 149448 \text{ cm}^4$$

となる。

曲げによる撓み

$$y_s = \frac{Q}{E_s J_F} \cdot \frac{\lambda^3}{3}$$

全撓みを y 、換算断面二次モーメントを I_0 とすると

$$y = y_d + y_s = \frac{Q \lambda}{2E_s F_D \sin \theta} + \frac{Q}{E_s J_F} \cdot \frac{\lambda^3}{3} = \frac{Q}{E_s I_0} \cdot \frac{\lambda^3}{3}$$

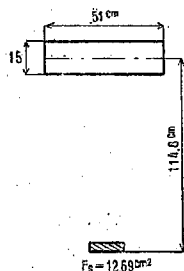
$$\therefore I_0 = \frac{2\lambda^3 J_F F_D \sin \theta}{3 J_F + 2\lambda^3 F_D \sin \theta} \dots \dots \dots (22)$$

(22) 式に断面値を代入すると

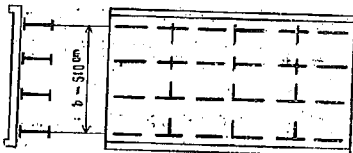
$$I_0 = 88800 \text{ cm}^4$$

となる。

米白橋合成桁は附図-8 のように等しい慣性モーメントを持つ4本の主桁及び中央、 $\frac{1}{4}$ 、断面に対傾向を有する構造をなしている。



附図-7



附図-8

計算に必要な諸数値は次のようである。

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8$$

$$E_o = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_s = 1418200 \text{ cm}^4$$

$$I_o = 281 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

$$I_o = 88800 \text{ cm}^4$$

$$l = 2105 \text{ cm}$$

$$b = 510 \text{ cm}$$

$$H = \frac{E_o I_o l}{E_s I_s} = \frac{281 \times 2105}{8 \times 1418200} = 0.052135$$

$$\beta = \frac{l}{b} = \frac{2105}{510} = 4.1274$$

$$H\beta^3 = 3.6657$$

$$\alpha = m\pi$$

式 (8), (9), (10) で与えられる釣合方程式を各中間桁上で求めてこれを次の形におく。

$$\left. \begin{aligned} X_1' q_{m1} + Y_1' q_{m2} &= w_1' \\ X_2' q_{m1} + Y_2' q_{m2} &= w_2' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

式 (23) の連立方程式を解いて

$$\left. \begin{aligned} q_{m1} &= \frac{w_1' Y_2' - w_2' Y_1'}{X_1' Y_2' - Y_1' X_2'} \\ q_{m2} &= \frac{X_1' w_2' - w_1' X_2'}{X_1' Y_2' - Y_1' X_2'} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

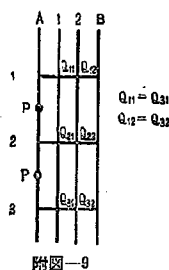
を得る。

この q_{m1} , q_{m2} を用いて中間桁と横桁との各交点に対し (16), (17), (18) 式で与えられる釣合方程式を求めこれを次の形におく。

$$\left. \begin{aligned} X_1 Q_{11} + Y_1 Q_{21} + Z_1 Q_{13} + U_1 Q_{23} &= W_1 \\ X_2 Q_{11} + Y_2 Q_{21} + Z_2 Q_{13} + U_2 Q_{23} &= W_2 \\ X_3 Q_{11} + Y_3 Q_{21} + Z_3 Q_{13} + U_3 Q_{23} &= W_3 \\ X_4 Q_{11} + Y_4 Q_{21} + Z_4 Q_{13} + U_4 Q_{23} &= W_4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

(25) 式の連立方程式を解く事に依り Q_{11} , Q_{21} , Q_{13} , Q_{23} を求める事ができ、この値を (24) 式に代入すれば q_{m1} , q_{m2} が得られる。

附図—9 のように A 桁に対称 2 点荷重が載荷された場合



(23) 式は (10) 式を用いる事により

$$\begin{aligned} & \left(1.55555 + \frac{0.0164609}{H\beta^3} \alpha^4 \right) q_{m1} + \left(0.44444 + \frac{0.0144033}{H\beta^3} \alpha^4 \right) q_{m2} \\ &= 2.66666 \frac{P}{l} \sin \frac{m\pi}{2} \cos \frac{m\pi}{8} - Q_{11} \frac{3.11111}{l} \left(\sin \frac{m\pi}{4} + \sin \frac{3m\pi}{4} \right) \\ & - Q_{21} \frac{3.11111}{l} \sin \frac{m\pi}{2} - Q_{12} \frac{0.88888}{l} \left(\sin \frac{m\pi}{4} + \sin \frac{3m\pi}{4} \right) \\ & - Q_{22} \frac{0.88888}{l} \sin \frac{m\pi}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \left(0.44444 + \frac{0.0144033}{H\beta^3} \alpha^4 \right) q_{m1} + \left(1.55555 + \frac{0.0164609}{H\beta^3} \alpha^4 \right) q_{m2} \\ &= 1.33333 \frac{P}{l} \sin \frac{m\pi}{2} \sin \frac{m\pi}{8} - Q_{11} \frac{0.88888}{l} \left(\sin \frac{m\pi}{4} + \sin \frac{3m\pi}{4} \right) \\ & - Q_{21} \frac{0.88888}{l} \sin \frac{m\pi}{2} - Q_{12} \frac{3.11111}{l} \left(\sin \frac{m\pi}{4} + \sin \frac{3m\pi}{4} \right) \\ & - Q_{22} \frac{3.11111}{l} \sin \frac{m\pi}{2} \end{aligned}$$

となるから $X_1, X_2, Y_1, Y_2, w_1', w_2'$ は附表-1 (a) (b) (c) のようになる。

附 表-1 (a)

m	1	3	5	7
$X_1' = Y_2' = 1.55555 + 0.0044904 \alpha^4$	1.99295	36.9853	274.933	1051.76
$X_2' = Y_1' = 0.44444 + 0.0039292 \alpha^4$	0.82718	31.4463	239.656	919.40

(b)

m	w_1'
1	$1/l \left(2.463674 P - 4.399775 Q_{11} - 3.11111 Q_{21} - 1.257079 Q_{12} - 0.88888 Q_{22} \right)$
3	$1/l \left(-1.020465 P - 4.399775 Q_{11} + 3.11111 Q_{21} - 1.257079 Q_{12} + 0.88888 Q_{22} \right)$
5	$1/l \left(-1.020465 P + 4.399775 Q_{11} - 3.11111 Q_{21} + 1.257079 Q_{12} - 0.88888 Q_{22} \right)$
7	$1/l \left(2.463674 P + 4.399775 Q_{11} + 3.11111 Q_{21} + 1.257079 Q_{12} + 0.88888 Q_{22} \right)$

(c)

m	w_2'
1	$1/l \left(1.231837 P - 1.257079 Q_{11} - 0.88888 Q_{21} - 4.399775 Q_{12} - 3.11111 Q_{22} \right)$
3	$1/l \left(-0.510242 P - 1.257079 Q_{11} + 0.88888 Q_{21} - 4.399775 Q_{12} + 3.11111 Q_{22} \right)$
5	$1/l \left(-0.510242 P + 1.257079 Q_{11} - 0.88888 Q_{21} + 4.399775 Q_{12} - 3.11111 Q_{22} \right)$
7	$1/l \left(1.231837 P + 1.257079 Q_{11} + 0.88888 Q_{21} + 4.399775 Q_{12} + 3.11111 Q_{22} \right)$

この値を (24) 式に代入すると q_{m1}, q_{m2} は附図-2. のようになる。

附 表—2

$m=1$	$q_{11}=1/l (1.18354 P - 235035 Q_{11} - 1.66230 Q_{21} + 0.34496 Q_{12} + 0.24393 Q_{22})$ $q_{12}=1/l (0.128537 P + 0.34496 Q_{11} + 0.24393 Q_{21} - 2.35035 Q_{12} - 1.66230 Q_{22})$
$m=3$	$q_{31}=1/l (-0.057243 P - 0.32502 Q_{11} + 0.22982 Q_{21} + 0.24235 Q_{12} - 0.17137 Q_{22})$ $q_{32}=1/l (0.034274 P + 0.24235 Q_{11} - 0.17137 Q_{21} - 0.32502 Q_{12} + 0.22982 Q_{22})$
$m=5$	$q_{51}=1/l (-0.00872 P + 0.05004 Q_{11} - 0.035383 Q_{21} - 0.03046 Q_{12} + 0.02761 Q_{22})$ $q_{52}=1/l (0.00574 P - 0.039046 Q_{11} + 0.02761 Q_{21} + 0.05004 Q_{12} - 0.035383 Q_{22})$
$m=7$	$q_{71}=1/l (0.00559 P + 0.013306 Q_{11} + 0.003409 Q_{21} - 0.0104365 Q_{12} - 0.00738 Q_{22})$ $q_{72}=1/l (-0.003716 P - 0.0104365 Q_{11} - 0.00738 Q_{21} + 0.013306 Q_{12} + 0.003409 Q_{22})$

今 q として附表—2 の値を用い、 $H_0 = \frac{E_0 I_0}{E_s I_s}$ とおき各交点に (18) 式を適用すると

(25) 式の X, Y, Z, U, W は次のようになる

$$H_0 = \frac{88900}{1418200} \quad \beta = \frac{2105}{510} \quad H_0 \beta^3 = 4.40256$$

$$X_1 = Z_3 = Y_3 = U_1 = 0.675759 + \frac{1.603436}{H_0 \beta^3} = 1.039969$$

$$Y_1 = U_3 = \frac{X_3}{2} = \frac{Z_4}{2} = 0.420771$$

$$Z_1 = X_2 = U_2 = Y_4 = 0.544614 + \frac{1.403010}{H_0 \beta^3} = 0.863294$$

$$U_1 = Y_3 = \frac{Z_3}{2} = \frac{X_4}{2} = 0.364442$$

$$W_1 = 0.39224$$

$$W_2 = 0.354928$$

$$W_3 = 0.574934$$

$$W_4 = 0.513614$$

この値を (25) 式に代入し交点力 Q を求めると

附 表—3

$Q_{11} = 0.172193 P$	$Q_{21} = 0.321339 P$
$Q_{12} = 0.064669 P$	$Q_{22} = 0.054702 P$

となり、更に今求めた Q を附表—2 に代入する事により q が得られる。

附 表—4

m	1	3	5	7
q_{m1}	0.280229 P/l	-0.033061 P/l	-0.012488 P/l	0.007980 P/l
q_{m3}	0.021694 P/l	0.013090 P/l	0.009189 P/l	-0.005139 P/l

次にこの交点力 (附表—3) 分布荷重 (附表—4) に依る桁中央断面, 荷重載荷断面のモーメント, 撓みを求めてみよう。

交点力と荷重 P によるものには ' を分布荷重のみによるものには '' を付する事にする。

交点力と荷重 P によるもの

$$Q_{1a} = -\frac{1}{3}(2 \times 0.17219 + 0.06467) = -0.13635$$

$$Q_{1b} = -\frac{1}{3}(0.17219 + 2 \times 0.06467) = -0.10051$$

$$Q_{2a} = -\frac{1}{3}(2 \times 0.32134 + 0.05470) = -0.23246$$

$$Q_{2b} = -\frac{1}{3}(0.32134 + 2 \times 0.05470) = -0.14358$$

附表—5 モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a'	0.28280 Pl	0.29732 Pl
M_1'	0.12338 Pl	0.10330 Pl
M_2'	0.02984 Pl	0.02643 Pl
M_b'	-0.06102 Pl	-0.05205 Pl

附表—6 撓み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a'	0.029338 Pl^3/EI	0.027375 Pl^3/EI
y_1'	0.011626 "	0.010351 "
y_2'	0.002991 "	0.002631 "
y_b'	-0.005870 "	-0.005204 "

分布荷重に依るもの

附表—7 モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a''	-0.019832 Pl	-0.018256 Pl
M_1''	0.028698 "	0.026409 "
M_2''	0.002099 "	0.001950 "
M_b''	-0.010965 "	-0.010103 "

附表—8 撓み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a''	-0.001994 Pl^3/EI	-0.001842 Pl^3/EI
y_1''	0.002881 "	0.002660 "
y_2''	0.000221 "	0.000205 "
y_b''	-0.001108 "	-0.001023 "

従つて合モーメント, 合撓みは附表—9, 10 のようになる。

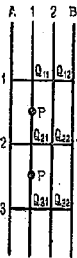
附表—9 合モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	0.2630 Pl	0.2791 Pl
M_1	0.1520 "	0.1297 "
M_2	0.0319 "	0.0284 "
M_b	-0.0808 "	-0.0921 "

$$\frac{l^3}{EI} = \frac{2105^3}{2.1 \times 10^6 \times 1418200} = 3.1318 \times 10^{-3}$$

附表—10 合 撓 み

	桁 中 央 断 面		荷 重 載 荷 断 面	
y_a	$0.02734 \text{ } P l^3 / EI$	$0.000086 P$	$0.02553 \text{ } P l^3 / EI$	$0.000060 P$
y_1	$0.01451 \text{ } "$	$0.000454 \text{ } "$	$0.01301 \text{ } "$	$0.000407 \text{ } "$
y_2	$0.00321 \text{ } "$	$0.000100 \text{ } "$	$0.00284 \text{ } "$	$0.000089 \text{ } "$
y_b	$-0.00698 \text{ } "$	$-0.0000218 \text{ } "$	$-0.00623 \text{ } "$	$-0.0000195 \text{ } "$



附図—10

附図—10 のように 1 桁に対称 2 点荷重が載荷された場合

前と同様にして交点力, 分布荷重を求めると附表—11, 12 のようになる。

附表—11

$Q_{12} = 0.182390$	$Q_{21} = 0.321121 P$
$Q_{11} = -0.308762 P$	$Q_{22} = -0.58743 P$
$Q_{13} = 0.070355 P$	$Q_{23} = 0.211437 P$
$Q_{10} = 0.056017 P$	$Q_{25} = 0.054812 P$

附表—12

m	1	3	5	7
q_{m1}	$-0.462015 \text{ } P/l$	$0.095519 \text{ } P/l$	$0.031610 \text{ } P/l$	$-0.020921 \text{ } P/l$
q_{m2}	$0.16304 \text{ } "$	$-0.075413 \text{ } "$	$-0.028333 \text{ } "$	$0.018074 \text{ } "$

附表—11 の交点力と荷重 P によるモーメント, 撓み, は附表—13, 14 のようになる。

附表—13 モーメント

	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
M_a'	$0.125878 \text{ } Pl$	$0.105808 \text{ } Pl$
M_1'	$-0.150352 \text{ } "$	$0.187686 \text{ } "$
M_2'	$0.070463 \text{ } "$	$0.057245 \text{ } "$
M_3'	$0.027707 \text{ } "$	$0.024281 \text{ } "$

附表—14 撓 み

	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
y_a'	$0.011913 \text{ } P l^3 / EI$	$0.010597 \text{ } P l^3 / EI$
y_1'	$0.017006 \text{ } "$	$0.016332 \text{ } "$
y_2'	$0.00642 \text{ } "$	$0.005757 \text{ } "$
y_3'	$0.002747 \text{ } "$	$0.002421 \text{ } "$

附表—12 の分布荷重に依るもの

附表—15 モーメント

	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
M_a''	$0.026072 \text{ } Pl$	$0.023944 \text{ } Pl$
M_1''	$-0.047716 \text{ } "$	$-0.043749 \text{ } "$
M_2''	$0.017216 \text{ } "$	$0.015665 \text{ } "$
M_3''	$0.004428 \text{ } "$	$0.004140 \text{ } "$

附表—16 撓 み

	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
y_a''	$0.00269 \text{ } P l^3 / EI$	$0.002408 \text{ } P l^3 / EI$
y_1''	$-0.004755 \text{ } "$	$-0.004387 \text{ } "$
y_2''	$0.001683 \text{ } "$	$0.001550 \text{ } "$
y_3''	$0.000463 \text{ } "$	$0.000429 \text{ } "$

従つて合モーメント, 合撓みは附表—17, 18 のようになる。

附表—17 合モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	0.1520 Pl	0.1297 Pl
M_1	0.1032 "	0.1439 "
M_2	0.0877 "	0.0729 "
M_b	0.0321 "	0.0284 "

附表—18 合撓み

	桁中央断面		荷重載荷断面	
y_a	0.01451 Pl^3/EI	0.0000454 P	0.01301 Pl^3/EI	0.0000407 P
y_1	0.01225 "	0.0000384 "	0.01199 "	0.0000375 "
y_2	0.00810 "	0.0000254 "	0.00731 "	0.0000229 "
y_b	0.00321 "	0.0000100 "	0.00285 "	0.0000089 "

次に本計算値と比較する為に横桁（対傾構）のみ、床版のみの荷重分布作用を考慮した場合の理論値を求めてみよう。

〔4〕 横桁（対傾構）のみの荷重分布作用を考慮した場合

床版の荷重分布作用を省略するのであるから、(16), (17), (18) 式の分布荷重 $q_n=0$ とおくと

$$\sum_{n=1}^N \frac{I^3}{E_S I_{SK}} X_{Nn} Q_{nK} = - \sum_{i=1}^S \frac{b^3}{E_O I_O} X_{Ki} Q_{Ni} - \sum_{i=1}^S \frac{I^3}{E_S} \left(\frac{b'_i b_{K'}}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \left\{ \sum_{n=1}^N X_{Nn} Q_{ni} \right\} \dots\dots\dots (26)$$

荷重 P の作用する桁においては

$$\sum_{n=1}^N \frac{I^3}{E_S I_{SK}} X_{Nn} Q_{nK} + \frac{I^3}{E_S I_{SK}} X_{Nz} P = - \sum_{i=1}^S \frac{b^3}{E_O I_O} X_{Ki} Q_{Ni} - \sum_{i=1}^S \frac{I^3}{E_S} \left(\frac{b'_i b_{K'}}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \left\{ \sum_{n=1}^N X_{Nn} Q_{ni} \right\} \dots\dots\dots (27)$$

荷重 P が端主桁 $A(B)$ 上にある場合には

$$\sum_{n=1}^N \frac{I^3}{E_S I_{SK}} X_{Nn} Q_{nK} = b_K' \frac{I^3}{E_S I_{SA}} X_{Nz} P - \sum_{i=1}^S \frac{b^3}{E_O I_O} X_{Ki} Q_{Ni} - \sum_{i=1}^S \frac{I^3}{E_S} \left(\frac{b'_i b_{K'}}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \left\{ \sum_{n=1}^N X_{Nn} Q_{ni} \right\} \dots\dots\dots (28)$$

となる。

数 値 計 算

米白橋合成桁（附図—8）につき本計算を行う。

A桁に対称2点荷重が載荷された場合（附図—9 参照）各交点力は附表—19 のようになる。

附表—19

$Q_{14} = -0.16934 P$	$Q_{21} = -0.27857 P$
$Q_{11} = 0.22199 P$	$Q_{21} = 0.38760 P$
$Q_{12} = 0.06404 P$	$Q_{22} = 0.06052 P$
$Q_{15} = -0.11669 P$	$Q_{23} = -0.16955 P$

従つてモーメント、撓みは附表—20, 21 のようになる。

附表—20 モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	$0.2631 Pl$	$0.2504 Pl$
M_1	$0.1524 "$	$0.1231 "$
M_2	$0.0311 "$	$0.0273 "$
M_b	$-0.0715 "$	$-0.0609 "$

附表—21 撓み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a	$0.00008594 P$	$0.00008049 P$
y_1	$0.00004520 "$	$0.00004031 "$
y_2	$0.00000967 "$	$0.00000352 "$
y_b	$-0.00002151 "$	

1 桁に対称 2 点荷重が載荷された場合 (附図—10 参照)

各交点力は附表—22 のようになる。

附表—22

$Q_{14} = 0.22201 P$	$Q_{21} = 0.38594 P$
$Q_{11} = -0.37998 "$	$Q_{21} = -0.71059 "$
$Q_{12} = 0.09394 "$	$Q_{22} = 0.26415 "$
$Q_{15} = 0.06403 "$	$Q_{23} = 0.06090 "$

従つてモーメント、撓みは附表—23, 24 のようになる。

附表—23 モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	$0.1520 Pl$	$0.1279 Pl$
M_1	$0.1023 "$	$0.1467 "$
M_2	$0.0895 "$	$0.0730 "$
M_b	$0.0312 "$	$0.0274 "$

附表—24 撓み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a	$0.00004510 P$	$0.00003980 P$
y_1	$0.00003883 "$	$0.00003846 "$
y_2	$0.00002565 "$	$0.00002299 "$
y_b	$0.00000971 "$	$0.00000855 "$

〔5〕床版のみの荷重分布作用を考慮した場合

横桁の荷重分布作用を省略するのであるから (8), (9), (10) 式の交点力 $Q=0$ とおくと

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_s I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mK} \sin \frac{m\pi x}{l} = - \sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E_c I_c} X_{Ki} \sum_{m=1,2,3,\dots} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} \\ - \frac{l^4}{\pi^4 E_s} \sum_{i=1}^s \left(\frac{b'_i b_K}{I_{SA}} + \frac{b_i b_K}{I_{SB}} \right) \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mi} \sin \frac{m\pi x}{l} \dots \dots \dots (29)$$

荷重 P の作用する桁においては

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_s I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{mK} \sin \frac{m\pi x}{l} + \frac{2P l^3}{\pi^4 E_s I_{SK}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} \sin \frac{m\pi D}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

$$= - \sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E c I_G} X_{K i} \sum_{m=1,2,3,\dots} q_{m i} \sin \frac{m \pi x}{l} - \frac{l^4}{\pi^4 E_s} \sum_{i=1}^s \left(\frac{b_i' b_{K i}'}{I_{S A}} + \frac{b_i b_{K i}}{I_{S B}} \right) \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{m i} \sin \frac{m \pi x}{l} \dots \dots \dots (30)$$

荷重 P が端主桁 $A(B)$ 上にある場合には

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_s I_{S K}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{m K} \sin \frac{m \pi x}{l} = b_{K'} \frac{2 P l^3}{\pi^4 E_s I_{S A}} \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} \sin \frac{m \pi D}{l} \sin \frac{m \pi x}{l} - \sum_{i=1}^s \frac{b^3}{E c I_G} X_{K i} \sum_{m=1,2,3,\dots} q_{m i} \sin \frac{m \pi x}{l} - \frac{l^4}{\pi^4 E_s} \sum_{i=1}^s \left(\frac{b_i' b_{K i}'}{I_{S A}} + \frac{b_i b_{K i}}{I_{S B}} \right) \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{1}{m^4} q_{m i} \sin \frac{m \pi x}{l} \dots \dots \dots (31)$$

数 値 計 算

米白橋合成桁 (附図-8) につき本計算を行う。

A 桁に対称 2 点荷重が載荷された場合 (附図-9 参照)

附表-25 モーメント

	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
M_a	0.2905 $P l$	0.2971 $P l$
M_1	0.1205 "	0.1111 "
M_2	0.0125 "	0.0117 "
M_b	-0.0485 "	-0.0448 "

附表-26 撓 み

	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
y_a	0.00009255 P	0.00003541 P
y_1	0.00003808 "	0.00003517 "
y_2	0.0000040 "	0.00000376 "
y_b	-0.00001297 "	-0.00001422 "

1 桁に対称 2 点荷重が載荷された場合 (附図-10 参照)

附表-27 モーメント

	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
M_a	0.1205 $P l$	0.1111 $P l$
M_1	0.1465 "	0.1646 "
M_2	0.0955 "	0.0876 "
M_b	0.0125 "	0.0117 "

附表-28 撓 み

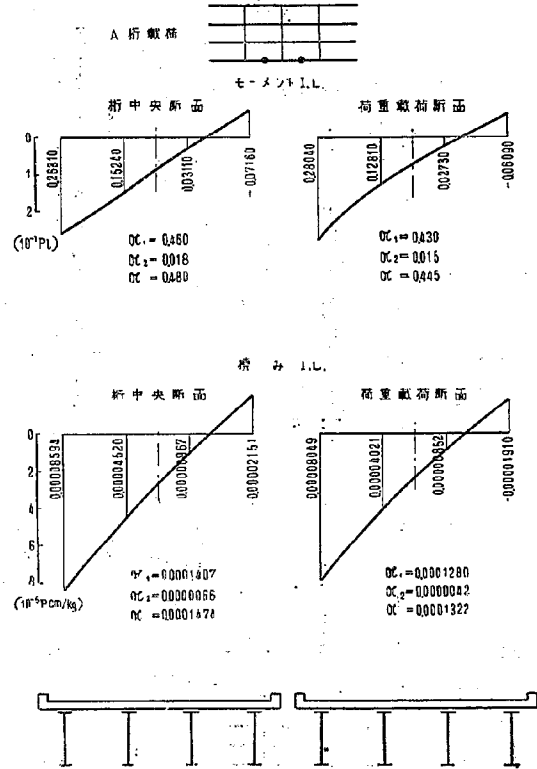
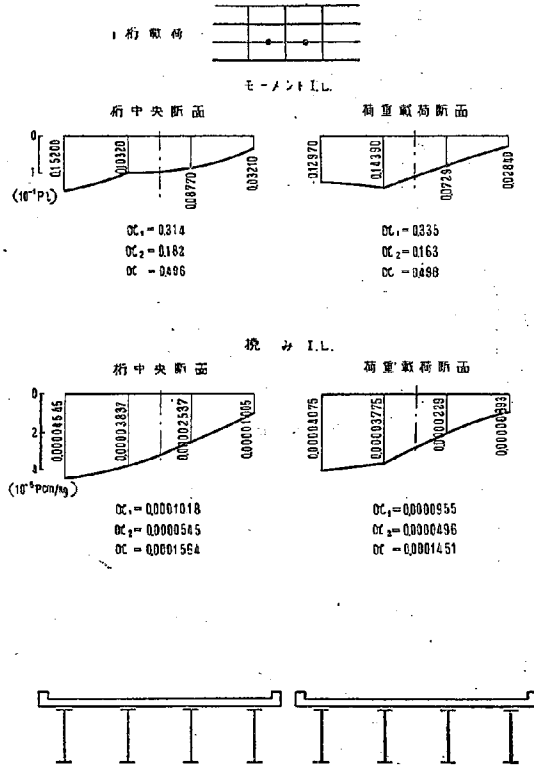
	桁 中 央 断 面	荷 重 載 荷 断 面
y_a	0.00003809 P	0.0000352 P
y_1	0.00004717 "	0.00004357 "
y_2	0.00002994 "	0.0000277 "
y_b	0.00000407 "	0.00000376 "

〔6〕 横桁と床版、横桁のみ、床版のみ、を考慮した場合の荷重分布作用の比較

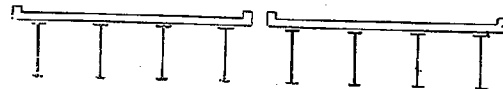
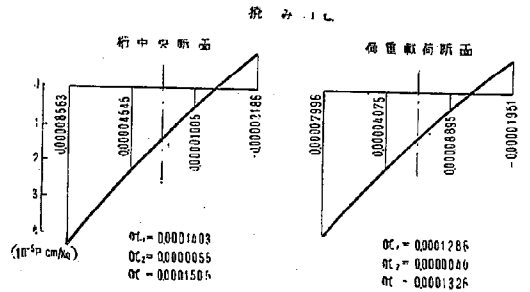
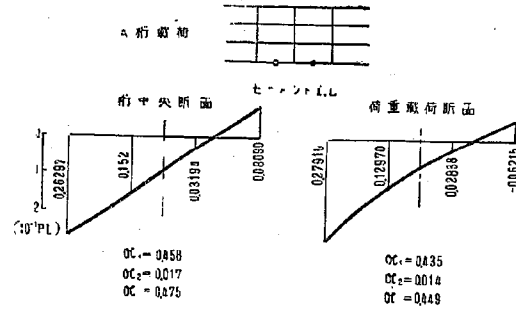
(1) 影響線の比較

A 桁, 1 桁の影響線を附表-9, 10, 17, 18, 20, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28 を用いて描くと図-11~16 のようになる。

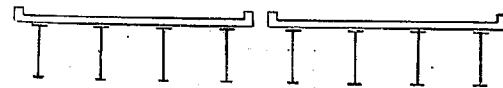
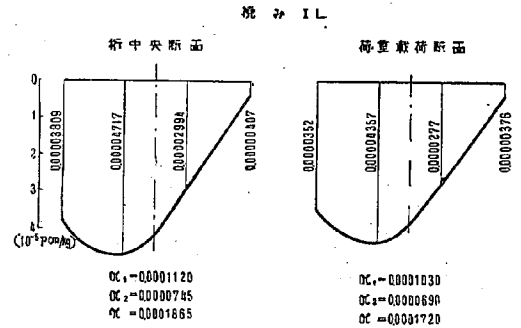
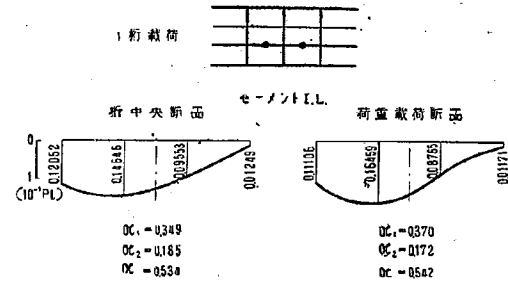
イ) 横桁と床版を考慮した場合



ロ) 横桁のみを考慮した場合

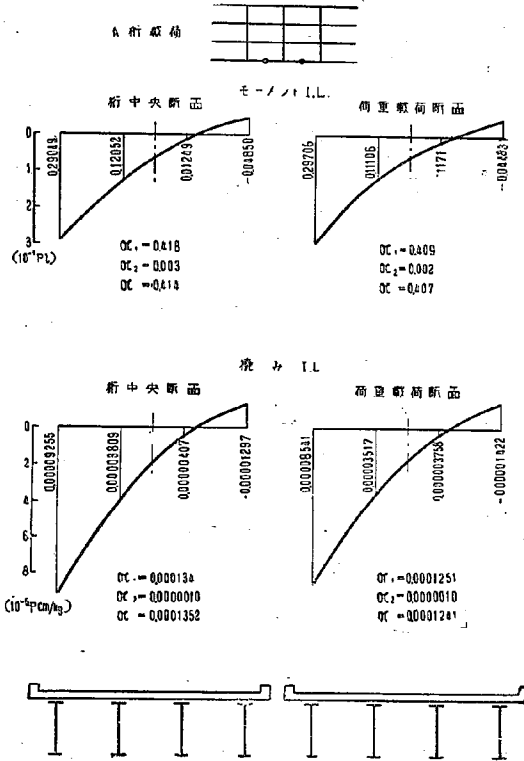


附図 - 13



附図 - 14

へ) 床版のみを考慮した場合



(2) 実験値との比較

a) の影響係数を用いると半載荷重のモーメント M , 撓み η は次式から求められ附表-29, 30 のようになる。

$$M = a \times q \times l \quad (\text{kg-cm})$$

$$\eta = a \times q \quad (\text{cm})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 2105 \text{ cm} \\ q = \frac{9000}{5.1} \text{ kg/m} \end{array} \right.$$

附 表-29

	モーメント (kg-cm)							
	桁 中 央 断 面				荷 重 載 荷 断 面			
	A 桁	1	2	B	A	1	2	B
横桁と床版を考慮した計算値	170300 (0.79)	1168000 (0.82)	676000 (0.81)	65000 (0.62)	1617000 (0.63)	1244000 (0.64)	605000 (0.61)	54000 (0.56)
横桁のみを考慮した計算値	1710000 (0.79)	1171000 (0.82)	687000 (0.80)	67000 (0.60)	1600000 (0.62)	1248000 (0.64)	618000 (0.60)	57000 (0.53)
床版のみを考慮した計算値	1554000 (0.87)	1297000 (0.74)	687000 (0.80)	-15000 (0.80)	1520000 (0.72)	1370000 (0.59)	648000 (0.57)	-8000 (0.57)
実 測 値	1350000	960000	550000	40000	1090000	80000	370000	30000

附 表-30

	撓 み (cm)							
	桁 中 央 断 面				荷 重 載 荷 断 面			
	A 桁	1	2	B	A	1	2	B
横桁と床版を考慮した計算値	0.243 (0.81)	0.180 (0.80)	0.096 (0.83)	0.020 (0.50)	0.227 (0.86)	0.163 (0.83)	0.088 (0.80)	0.007
横桁のみを考慮した計算値	0.248 (0.81)	0.177 (0.82)	0.099 (0.81)	0.012 (0.83)	0.226 (0.86)	0.166 (0.84)	0.090 (0.78)	0.007
床版のみを考慮した計算値	0.237 (0.84)	0.198 (0.73)	0.131 (0.61)	0.002 (5.00)	0.221 (0.88)	0.182 (0.77)	0.122 (0.58)	-0.002
実 測 値	0.200	0.145	0.08	0.01	0.195	0.14	0.07	0

() 内は 実験値
計算値

(註 モーメントの実測値としては表-9の下フランジの
応力に断面係数を乗じたものを用いた。

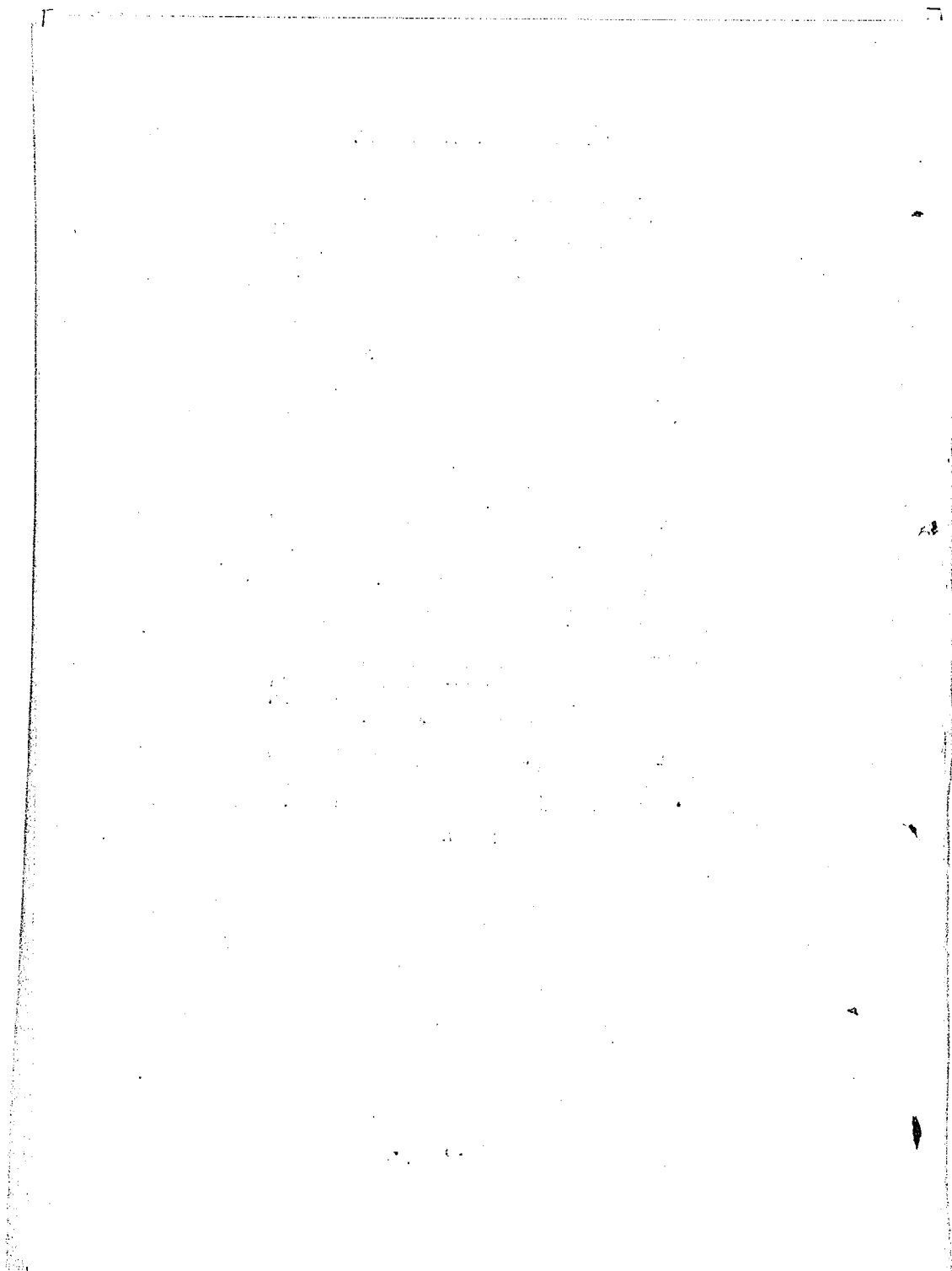
本計算では横桁と床版を考慮した場合と横桁のみを考慮した場合で殆んど差異を生じなかつた。実際の合成桁、格子構造桁ではこの程度の横桁は用いられるから、床版の影響を省略して格子の計算を行う事は実用上差支えないと思われる。

以上の結果を図示すると附図-17 のようになる。荷重載荷断面のモーメント図では実測値と理論値が可成り大きな差異を生じているがこれは荷重が線荷重ではなく IV) の図-16のような分布荷重の為と思われる。

満載荷重の時は、慣用法と上述の理論値では大差ないが、半載荷重の場合では可成りの差を生じ後者が実測値と類似した傾向を有している。これは更に集中荷重の場合には一層著しくなると思われる。

現在橋梁の一大課題である Limit load を論ずる場合には上述の方法を用いる事が極めて合理的であるとと思われる。





砂利道の波状現象について

—現場観測を主としたその原因の考察について—

建設技官 小林 浩二

(昭和 29 年 11 月)

目 次

I まえがき	(1)
〔1〕 第 1 次調査(統計的調査)	(2)
〔2〕 第 2 次調査(道路試験車による観測)	(3)
II 統計的調査	(3)
〔1〕 生起箇所について	(3)
〔2〕 交通量及び速度	(4)
〔3〕 波状現象について	(4)
〔4〕 備 考 欄	(4)
III 道路試験車による振動測定	(5)
〔1〕 加速度計による車体の振動	(5)
〔2〕 オシログラフによる地盤の振動測定	(6)
〔3〕 土質試験その他について	(7)
IV 調査箇所	(7)
〔1〕 K—値	(7)
〔2〕 含 水 量	(10)
〔3〕 粒 度	(10)
〔4〕 その他の実験について	(10)
〔5〕 現在までの実験結果の考察	(11)
V 結 論	(13)

I まえがき

近年における自動車の発達は著しく、特に終戦後における車輛台数の増加と型式の大型化は自動車技術に関して劃期的な一時代を画している。保有台数についてみると昭和 26 年 3 月末では昭和 12 年、昭和 20 年の 2 倍及び 3 倍となっている。(表-1)一方道路の現状は国道では総延長 9,322 軒の中概舗装区間はその 20%の 1,894 軒で残り 80%が砂利道になっており、府県道合計では 95.5% までが砂利道である。(表-2)

砂利道の波状現象は「さざ波」とも云われ、砂利道路面上の洗濯板のような規則的に発達した横波を云う。砂利道補修に因って従来からしばしば問題になっており、特に終戦後の自動車交通量の増加とその速度の増大と共に各地でその対策に頭を悩ましている。しかしその起因する因子の複雑性と、室内試験の困難性のために

表-1 自動車保有台数調査

種別	年次	昭和 12 年	昭和 20 年	昭和 26 年
普通車		128,735	90,781	186,634
小型車		85,011	53,570	226,098
計		213,746	144,351	413,732

表-2 道路延長調査 (軒)

種別	年次	総延長	舗装	自動車交通 不能
国道		9,322	1,894	116
指定府県道		24,539	2,492	380
一般府県道		101,582	2,061	15,812
計		135,443	6,447	16,308

その根本的な究明を怠つていたようである。しかし上述の如く自動車道の大部分が砂利道であり、その舗装化は当然望み得べくもない状態であるからその原因を調査して適当な防止工法をたてることは当面の大きな問題である。

本実験においては波状現象の外的な原因すなわち自動車自体の振動と内的原因すなわちこの現象のおこりやすい路盤の特性を調べてその対応工法をたてるために調査を行った。第一次調査としては以下に述べる事項について府県の回答を求め、第二次調査として埼玉県について行った。現場調査は観測を中心にして定性的な傾向を考察したに過ぎず、とりあえず中間報告として纏めることとした。

〔1〕 第1次調査 (統計的調査)

建設省道路局より各県宛に送付した調査表 (表-3) により波状現象の生起する箇所の線形、勾配、工事年月日、交通量、速度、道路構造及び排水状態、波型、補修等について調査したものである。

表-3 砂利道波状現象に関する調査表

建設省道路局

〔1〕 箇所調査

(1) 場所

(2) 幅員—有効 m

(3) 線形

直線部—延長 m

曲線部—屈曲半径 m

(4) 勾配

縦断勾配 % 横断勾配 %

(5) 既改良あらばその工事年月日

〔2〕 交通調査

(1) 平均一日交通量 (短時間交通量ならば平均一日交通量に換算のこと)

トラック 台、乗用車 台、バス 台、特殊自動車 台
合計 台

(2) 速度 (調査点における自動車の卓越速度)

トラック km/時、乗用車 km/時、バス km/時、特殊自動車 km/時

〔3〕 波状現象について

(1) 盛土、切取の別

(2) 排水状態 良 中 不良

(3) 地下水面の平均深さ m

(4) 路側状況

水田 畑 森林 人家 原野 河川 湖沼 海

(5) 年間降雨量 mm

(6) 土質

路盤	厚さ	cm	砂質	粘土質	シルト質
路床			砂質	粘土質	シルト質

(7) 波の山と山又は谷と谷の間隔 (a) cm

波の山と山又は山と谷の高低差 (b) cm

(8) 補修後の車輛通過台数と高低差 (b) の変化の割合

車輛台数	台	台	台	台
深さ(cm)	cm	cm	cm	cm

(9) 補修

グレーダーによるもの	年	回
道路入夫によるもの	年	回

(10) 道路横断面(略図)

〔4〕 図面

(1) 箇所図 (20万、箇所及び波状現象の出た長さ)

(2) でき得れば土性図

〔5〕 備考

(註)

- ① 上記調査事項について、波状現象の顕著な地点及び同一路線で類似の条件の下でこれが発生しない地点について調査記入のこと。
- ② 調査事項中、排水状態、路側状況、及び土質においては相当欄に○を記入して下さい。
- ③ 備考欄には波状現象に関して、梅雨時、大雨後、日及び季節的变化の状態又はその他の特異な現象があれば記入して下さい。
- ④ 管内の適当五ヶ処について調査のこと。

〔2〕 第2次調査 (道路試験車による観測)

道路研究室所属の道路試験車により埼玉県南古谷村において最初グレーダーをかけて路面を平坦にした日から、波の発生及び生長の各段階毎、3日～4日間隔に、車体の振動を加速度計により、路盤の振動をオシログラスにより測定した。

(1) 土質試験 波の山、谷の粒度、含水量、密度、LL、PL、及び路盤、路床の粒度、含水量、密度、LL、PL、PI 等の土質的特性

(2) 波の波長 高低差、時間的变化の状態及び支持力試験、貫入試験

II 統計的調査

砂利道の波状現象はその生起状態が相当複雑であり、現場施工者の意見も各人各様で相当異なつた見方もあるので最初統計的に調査を行つて大体の傾向を把握して以後の実験をより能率的に行なおうとした。調査形式は表-3 の如くである。

〔1〕 生起箇所について

二車線以上の幅員を有し、直線区間の処に起りやすい。勾配は平坦地に多いが3%の坂道の下りの進行方向

に対して左側に起きている例もある(写真-1)。工事施行後 10~20 年位のものが多く、その内訳は表-4 に示す。

〔2〕 交通量及び速度

交通量 250 台/日 以上、速度 20 軒/時 以上の箇処に起りやすい。

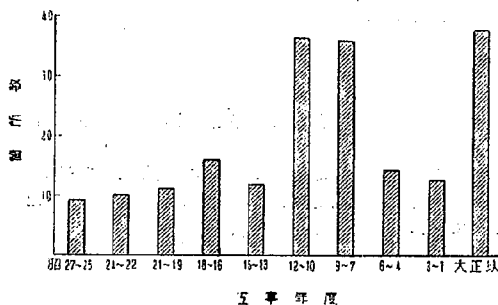
〔3〕 波状現象について

盛土、切取の別については盛土の箇処に多く、切取の箇処は少ないが、路線延長の中切取盛土の各延長別が分らないのではつくりした事は云えない。切取の箇処では、排水不良の場合道路がうみ出して波長の大きい特異な波を形成している。排水状態からみると波のおこっている処は排水良好な箇処に多い様である。土質は路盤が砂質のものがおこりやすい。波の高低差もある一定の値に達するとあまり進行しないようである。



写真-1 坂道の波 (川越市)

表-4



は、排水不良の場合道路がうみ出して波長の大きい特異な波を形成している。排水状態からみると波のおこっている処は排水良好な箇処に多い様である。土質は路盤が砂質のものがおこりやすい。波の高低差もある一定の値に達するとあまり進行しないようである。

〔4〕 備考欄

波の生成について特異な現象を現場の直接観測者の意見を聞いてもらつた欄である

が要約すると

- (1) 路盤の排水の良好な処、季節的には夏季の乾燥期に甚だしい。
- (2) 路面が常に若干湿っている処、例えば人家、森陰等ではおこりにくい。
- (3) 粗骨材の粒径が比較的大きい場合にはおこりにくい。
- (4) 丘陵部、山間部の切取の箇処を道路が通過する場合は比較的起しにくい。
- (5) 交通量が少なく、自動車速度が小さい場合にはおこらない。
- (6) 冬期交通量が減少し、路面湿潤により軟化する場合は消滅する。大雨後においても同様である。
- (7) 路盤に粗骨材として碎石を使用した場合はおこりにくい。
- (8) 波が自動車の進行方向に対して斜になっていると見做される箇処がある。
- (9) 坂の下り口で自動車進行方向の左側におきている例がある。
- (10) 切取等で排水の良くない箇処では梅雨時等にうみ出して波長の大きい波を起す。
- (11) 旧軌道の道床を片側に拡張して築造した道路において道床上に波がよく起る例がある。

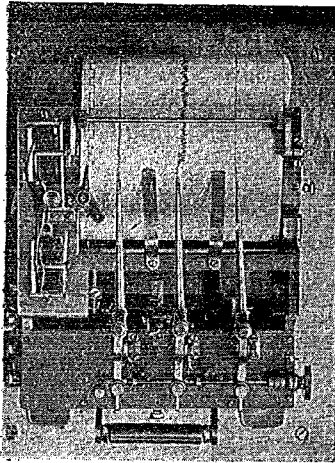


写真-2 三成分加速度計
(固有振動数 20 cycle/sec)

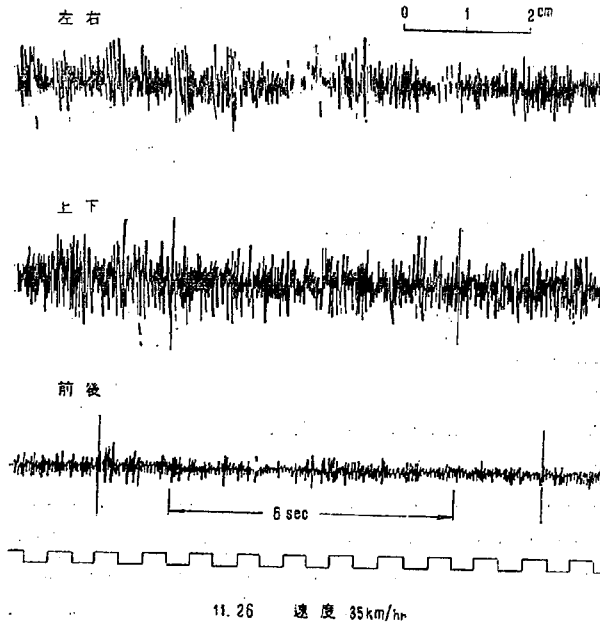


図-1

III 道路試験車による振動測定

グレーダーで路面を補修した後、波の生長の各段階毎に 0 日、2 日、5 日、16 日に自動車自体の運動を加速度計により、路体の振動をオシログラフにとつて波の発生の状態を観測した。

〔1〕 加速度計による車体の振動

使用器械 石本荻原式三成分加速度計

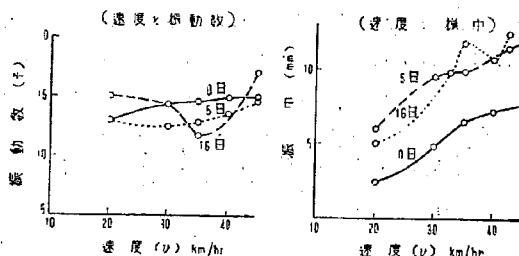
上記加速度計を試験車床面は重心位置に取付け波の発生
の各段階毎に 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 km/hr とかえて
振動を記録した。図-1 はこの 1 例で上から左右上下前後の
三方向の振動状態を記録したもので図上 1 cm の幅が 1 g
(g は重力加速度) に相当している。最下段の記録は時間で
一コマ 1/2 秒を示す。図からも分るように毎秒 3 cycle 位

の周期の大きい振動の中に
18~15 cycle の細かい周期
のものが入つて聯成振動を
している。周期の大きいも
のが車体の振動であり、周
期の小さいものが車輪系の
振動と考えられる。これ等
は勿論車体及び車輪の質
量、シャシパネの強さ、タ
イヤー常数により異なるも
のであり、車体の重心位置
と前後シャシパネの強さの
関係によつても変る。タイ
ヤーのパネ常数も空気圧
力、速度、磨耗程度で変化
する。以上の記録を表-5
及び図-2 に示す。これを見
るとグレーダー補修直後

表—5 試験車体の振動 於埼玉県南古谷村

路面補修後の経過日数	速度 (km/h)	振動数 (cyc/sec)	平均周期 (sec)	振 幅 (mm)
0 日	20	13.0	0.077	2.42
	30	14.5	0.069	4.85
	35	14.5	0.069	6.71
	40	15.2	0.066	7.42
	45	15.0	0.067	7.65
5 日	20	12.8	0.078	6.03
	30	12.3	0.081	9.50
	35	12.8	0.078	9.83
	40	13.5	0.074	—
	45	17.2	0.058	11.50
16 日	20	15.0	0.067	4.77
	30	14.5	0.069	6.40
	35	11.8	0.085	11.18
	40	13.5	0.075	10.92
	45	14.8	0.068	12.33

においては振動数は大体 13~15 cycle で速度と共に増加し、振幅の変化も大体一定している。波の発達した 16 日においては振動数は低速では大きく速度 35 km 辺りで最少となり、更に速度が増せば大きくなり、振幅は速度の増大と共に大きくなるが 35 km 辺りで最大値に近づいている。車軸系の固有振動数が 11.8 cycle 前後とすれば速度 35 km として 1 cycle 間の進行距離は $35000/60 \times 60 \times 11.8 = 0.825m$ となり波の実測波長 82 cm とよく一致し、この車軸の固有振動と波による強制振動が一致して共振状態にあると考えられる。



図—2 三成分加速度計

〔2〕 オシログラフによる地盤の振動測定

使用器械：ピックアップ

佐々式C型振子：固有振動数 15 cycle/sec

動コイル型：エアダンパー

オシログラフ：横河電機製 N-3 型、振動子・H型（固有振動数 1,000 cycle/sec）

車体の振動測定と同時にピックアップを路盤中種々の深さに設置して自動車通過時の前輪及び後輪の地盤に与える振動をオシログラフに記録した。この結果は表—6 の如くである。この記録によると自動車により生じられる地盤の振動は前輪後輪の別、地中深さによって相当異なるが車体の振動に最も支配的だと考えられる後輪通過時の路床に最も近い、20 cm のピックアップの振動が大体車体のそれに似て 13~16 cycle の振動をしている。地盤の固有振動数は相当軟弱なものである、25 cycle 位が最小であることを考えれば（表—7）これは自動車による強制振動とみる事ができる。

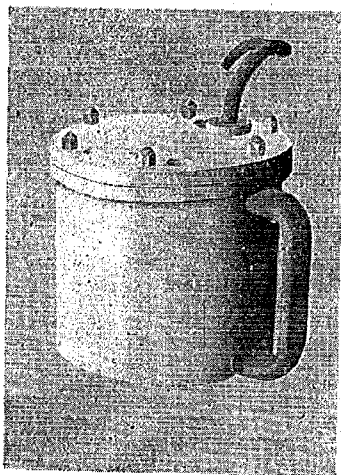


写真-3 ビックアップ

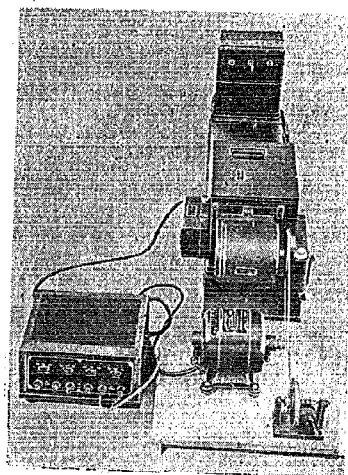


写真-4 オシログラフ

表-7 地盤の固有振動数

測定地	測定位置	振動数	測定地	測定位置	振動数
赤羽堤外地		28.4 cycle	大塚堤防(新)	深さ 50 cm	28.0
	路盤	31.3	〃 (旧)	〃	29.0
	路床	29.5	天の川堤防(新)	〃	25.5
青 梅	路盤	31.3	〃 (旧)	〃	27.0
	路床	30.3	大目橋取付道	〃	32.2
志 茂 町		29.8	石部国道2号	〃	33.0
			淡輪国道16号	〃	36.0
			中 仙 道	〃	34.0

〔3〕 土質試験その他について

自動車振動測定と同時に下記実験箇所において次の調査及び観測を行った。

- (a) 土質試験(含水量, 粒度, 液性限界, 塑性限界, 現場密度, 乾燥密度) (b) K -値(路盤及び路床) (c) 貫入試験(路床) (d) 横波の観測 (e) 自動車の速度測定

IV 調 査 箇 所

埼玉県杉戸町, 南古谷村, 松山市, 川越市, 伊草村, 七里村の各地で調査を行った結果は次の如くである。

〔1〕 K -値

路面支持力係数について波のおきている箇所とそうでない箇所を比較してみると表-8 の如くになって波の生起状態と K -値の間に一定の関係があるようには見受られない。

表-6 試験車による地盤

グレーダー 補修後の経過日数	自動車 の速度 km/時	前							
		地盤深さ 20 cm		30 cm		40 cm		60 cm	
		振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数
0 日	46.1	1.5	(0.065) 15.4	1.6	(0.069) 15.4				
2 日	30.0	3.7	(0.069) 14.5	3.3	(0.069) 14.5				
	17.3	1.9	(0.080) 12.5	2.2	(0.081) 12.3				
	17.3					1.2	(0.079) 12.7		
	27.4	2.8	(0.081) 12.4	2.1	(0.070) 14.3				
	27.4	2.1	(0.074) 13.5	1.1	(0.072) 13.9				
	29.3	3.2	(0.068) 14.6	2.5	(0.069) 14.5				
6 日	28.4					3.5	(0.070) 14.3		
	37.1	1.4	(0.050) 20.0	1.5	(0.056) 17.8				
	40.7	2.6	(0.056) 17.8	1.4	(0.056) 17.8				
	42.7	3.4	(0.060) 16.7	2.8					
	52.6	2.8	(0.047) 21.3	5.0	(0.060) 16.6				
	18.8	1.5	(0.078) 12.8	1.2	(0.071) 14.1				
	18.8					1.3	(0.076) 13.2	3.1	
	30.0	3.6	(0.062) 16.1	2.5	(0.068) 14.7				
16 日	30.7					2.7	(0.074) 13.5	2.4	(0.065) 15.4
	42.0	3.4	(0.072) 13.9	4.2	(0.057) 17.5				
	42.0					4.0	(0.046) 21.7	2.8	(0.042) 23.8
	45.0					4.4	(0.058) 17.2	4.9	(0.043) 23.2
	(1) 不明					7.2	(0.069) 14.5	6.0	(0.070) 14.3
	(2) "					5.9	(0.073) 13.7	3.2	(0.073) 13.7

() は週期

の 振 動

於 埼 玉 県 南 古 谷 村

前		後										輪	
75 cm		地盤深さ 20 cm		30 cm		40 cm		60 cm		75 cm			
振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数
		4.6	(0.065) 15.4	4.3	(0.072) 13.9								
1.5	(0.076) 13.1	3.3	(0.073) 13.7	3.7	(0.076) 13.2								
		2.3	(0.072) 13.9	2.0	(0.086) 11.6								
		5.1	(0.070) 14.3	4.7	(0.077) 13.0								
		2.4	(0.068) 14.7	4.3	(0.067) 14.9								
		4.9	(0.069) 14.5	3.9	(0.063) 15.8								
2.8	(0.064) 15.6					4.2	(0.070) 14.2					2.8	(0.063) 15.8
		4.1	(0.062) 16.1	7.0	(0.061) 16.3								
		4.7	(0.070) 14.3	4.6	(0.050) 20.0								
		2.8	(0.061) 16.4	3.1	(0.052) 19.2								
		7.0	(0.056) 17.9	8.0	(0.060) 16.6								
		2.1	(0.066) 15.2	2.0	(0.079) 12.2								
		7.1	(0.070) 14.3	6.0	(0.075) 13.3	1.7	(0.072) 13.8	1.0	(0.072) 12.8				
		6.5	13.0 (0.075) 13.3	6.0	(0.082) 12.2	4.3	(0.070) 14.2	2.4	(0.079) 12.6				
						8.5	(0.055) 18.1	4.5	(0.051) 19.5				
						6.5	(0.063) 15.8	3.9	(0.078) 12.8				
						9.5	(0.070) 14.2	7.5	(0.063) 15.8				
						3.2	(0.075) 13.8	1.8	(0.072) 13.8				

(1) トラック

(2) 乗用車

〔2〕含水量

前の調査において路面が何等かの原因で常にある程度しめついているような処において波が起りにくい傾向にあつたので一路線上波の起きている処とその近傍の波の起きない処の路盤の含水比をとると表—9 の如くなり

表—8 K—値

測定地	波の起きている箇処		波の起きていない箇処	
	路 壁	路 床	路 盤	路 床
埼玉県杉戸町	20.0	12.0	12.4	11.1
“ 南古谷村(A)	3.4	5.5	7.0	2.2
“ “ (B)			8.4	3.4
“ 松 山 市	19.6	4.6	24.2	7.2
“ 川 越 市	8.0	2.4		
“ 七 里 村	9.0	2.6		

表—9 波の生起状態と路盤の含水比

測定地	合 水 比		
	波	波消滅	波なし
七 里 村—A	1.72	2.58	8.02
“ —B	{ 2.33		
“ —C	{ 2.42		
“ —D	2.11	2.72	2.07
“ —E	2.47	3.07	3.47
大 宮 市	1.74	1.75	2.75
岩 槻	{ 1.85		
南古谷村並木	{ 1.21		
	0.56		16.02

波の生起箇処は大体 2.5~3%以下となつているようである。

〔3〕粒 度

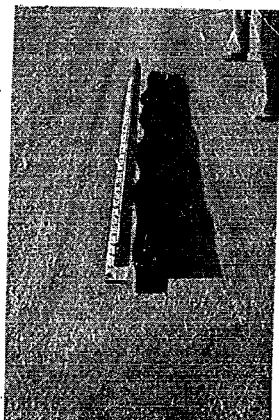
路盤の粒度は附図—1~3及び附表—1の如くである。附図—1は波の起きている箇処(実線)とその附近の波の起きていない処若しくは殆んど起きない処(点線)の路盤の粒度を示している。南古谷では両者はV類似の曲線をなし松山と杉戸では傾向が反対となつている。附図—2は大宮~春日部の一路線について波の生起状態の程度に応じて三段階に分けてみたものである。実線は波のあらわれた箇処、破線は波の起らない箇処、鎖線はその中間の箇処の粒度である。いずれにしても附表—4で分る如く波の起きている箇処は起きていない箇処とくらべて大体細砂及び粗砂従つて 0.05~2mm 程度の粒子が多い。次に山と谷の粒度についてみると附図—3及び附表—1の如くなつてこれも山が谷に比して砂の量が多いようである。

〔4〕其の他の実験について

自動車速度測定は約 100 mの測定区間を選んでグレーダー補修後の路面平坦の時期に主としてトラックについて Stop watch を用いて測定した。この速度と実際の波長については表—10の如くなつている。

表—10 トラック速度と波長

トラックの速度		実測波長	測定地
36 km/hr	10 m/sec	85.7 cm	杉 戸
30	8.3	68.6	南古谷—A
34	9.4	82.0	“ —B
30.3	8.4	73.0	川 越
29.3	8.1	70.0	中 山



写真—5

波型測定は写真-5の如き測定器具をつくり測定したが実際の波は自動車から見る程規則だったものではなく、相当不規則でありまた土質により高低差の変化も変るが大体一定期間(14~21日)で波の発達は殆んど停止し波の谷の箇所が雨水の作用と共にポット・ホールに移行する傾向が見受けられる。

路盤土は砂質土で大体 PL は5以下で殆んど0に近いものである。路盤の現場密度の測定は砂を用いて測定したが実際問題として困難であり測定値も全体的にやや大きいようである。

〔5〕 現在までの実験結果の考察

自動車自体の振動についてもまた自動車通過時の路体の振動によっても大体毎秒12~15 cycle 前後の振動が実際の路面に作用すると考えられる。また自動車の中トラックの速度と発生する波の波長を比較しても大体速度が大きくなれば出来る波の波長もこれに比例して大きくなる。図-4はこれ等の速度と波長との関係である。いずれも路面平坦または平坦と見なし得る場合のものである。今車輪の重量 m 、スプリングのバネ定数 S 、タイヤのバネ係数を K 、とすれば振動方程式は

$$\frac{m}{g} \frac{d^2 z}{dt^2} + (K+S)z = 0 \quad (1)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{K+S} \frac{m}{g}} \quad (2)$$

となる。今いすゞ TX 80 ガソリントラックの後輪について $m=400$ kg, $K=180$ kg/mm, $S=70$ kg/mm を代入すると、 $T=0.0823$ となり各速度に対する波長は図に示した様になる計算値と実測値はよく合っているが加速度計及びオシログラフによる記録がややずれているのは道路試験車の諸数値がトラックと異なるためかまたは他の車軸の振動が入って聯成したものと分らないが後者としても前後輪共周期はほぼ同様であるのでその調和分析は困難である。後に述べる様に地盤の固有振動とは別個のものであるがいずれにしてもこの振動を波の原因と考えれば周期も大体一致している。

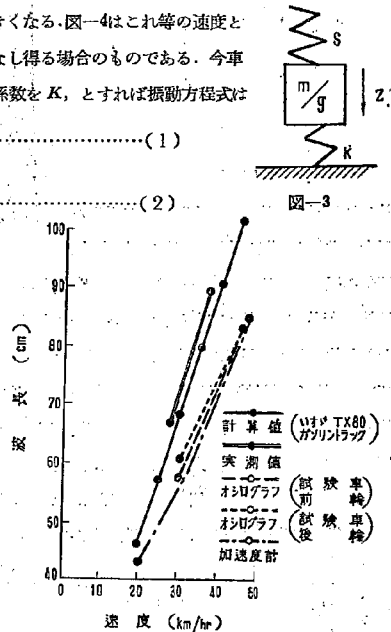


図-3

次に路体中の内的原因については先ず路面の波の

生起する機構としては以下3つのいずれか1つまたはそれ以上の作用が重なって起るものと考えられる。

(1) 路盤または路床の変形

(2) 路盤の磨耗

(3) 路盤または路床の流動

(1) について云えば自動車の通過により路体に動的変化を与え、これが繰返された場合地盤は完全な弾性体でなく或程度プラスチックなものであり、このため歪が生ずる。自動車の上下動により周期的に接地圧が変

化しこの変化にともなつた歪が波となつて現われるのだらうということである。(藤芳義雄氏, 道路第六巻第八号) 自動車通過時の地盤の振動状態をオシログラフにとつてみると地表面下或る一定の深さに最大振幅の点があり, 深さの増加と共に減衰してゆく。この深さは振動数によつて異なるが大体 20~30 cm 位でここに応力が集中して歪がおこり波となることが考えられる。

一方現場の観測記録よりみると K 値については表-9 の如く波のおきている箇處とそうでない箇處にはつきりした区別は見受けられない。埼玉県七里村すのこ橋ではスパン約 8 m の鉄筋コンクリート橋のスラブ上に

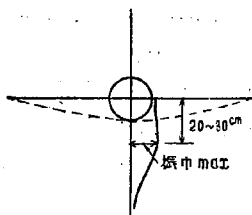


図-5

敷かれた厚さ約 7 cm の土砂礫層が両側の取合せ道路上の波と連続して規則的な波状現象を呈している。(写真-6) スラブは剛なものであり地盤の変形という考え方も適当でない。又粘土で路面がたたき状になつた平坦な道路上に浮砂利だけが波となつて

いる箇處(七里村)も見受けられた。(図-6) 自動車の接地圧の変化により波がおきるとすれば波の高低は圧力の差, 従つて歪の大小によつて生ずるわけであるが実際の自動車タイヤの圧力変化は明確に測定できる程度の変化をするものではない様である。

(2) について以上の例でもわかる様に砂利道の波状現象は路盤の極く表面の性質が支配的であると考えられる。従つて路盤の磨耗によつて波が出来るものと見られる。この場合『路盤の磨耗』ということは路盤がす



写真-6 スラブ上の波

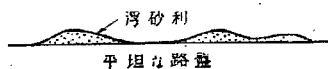


図-6

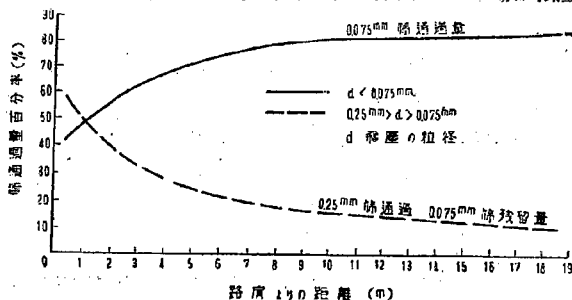


図-7 飛塵粒度曲線

りへる事ではなくその構成材料がはこりとなつて飛散し, 道路面上又はその附近を移動する現象を意味する。波の山と谷の粒度を比較すると(附図-3) 波の顕著な伊草, 松山, 岩槻においてはいずれも山の方に砂が多く谷から移動した形跡が見受けられる。近

震地建の防塵調査の飛塵の粒度曲線を見ると大体それ以下の粒子が塵となつて飛散している。(図-7)

自動車の上下動によつてタイヤの接地圧が規則的に変化し、タイヤの回転によつて路盤表面に剪断力が作用し、路面をかき乱しタイヤの接点及びその後側に生ずる真空部によつて路盤構成材料中の細粒分が吸上げられて塵埃となつて飛散し、更にタイヤの接地面に働く遠心力によつて遊離しているやや大きい粒子がとばされて移動しこの作用が周期的に激しい時とそうでない時がくりかえされて波状現象を呈するとみられる。すなわち自動車の“吸上げ”及び“はね飛ばし”作用によつて波が出来ると考えられる。これに抵抗する力は路盤構成材料中の細粒分による粘着力と粗粒分による内部摩擦力である。よつて路盤の粒度が理想的なものでなくとも常になんらかの原因で路面の含水量が一定に保たれ、乾き過ぎることもなく湿り過ぎることもなく常に粘着力がある一定の値に保たれれば細粒分の飛散することもなく従つて粗粒分の遊離することもなくなる。又細粒分が少なく粘着力が小さい場合でも粗骨材のかみ合わせが十分で内部摩擦力が大きくてタイヤの与える剪断力に対する抵抗が大きいと粗粒分の移動がおこらない。しかし交通量が増大すれば路面が乱され厚砂利の波を形成する。

前述した調査表の結論と対称してみると(1)(2)(4)(11)は粘着力に関係し、(3)(7)は内部摩擦力、(5)は速度と吸上の関係を考えれば了解できる。

(3)について道路が例えば山又は丘陵部の切取等の極端に排水に悪い処を通る場合又は梅雨時等に普通の砂利道とは異なつた非常に大きい波を起している箇所がある。波長 1.5~2.5m 波高 10~15cm に達する。埼玉県熊谷~洩摩間にこの現象が見られたがこれは排水不良のため路盤路床が軟かくなつて流動することによつて起きたものとみられる。(しかし普通砂利道において流動の現象があるとは考えられない)。

V 結 論

1. 砂利道波状現象の外的な要因は自動車の車軸の毎秒 12~15 circle の振動にあると考えられる。
2. 波の波長は通過自動車の速度の大小に比例する。
3. 波の出来る内的な機構は路盤の摩擦であり路面の働く表面の性質に基づくものであり、その粘着力内部摩擦力によつて左右され特に含水量の大小による粘着力の大きさが支配的だと考えられる。

今後考えるべき事としては

- (1) 動荷重の路面接地圧の変化の状態、これに伴うタイヤの路面に及ぼす剪断力及びこれ等と自動車速度との関係
- (2) 含水量及び粒度の変化による路面の摩擦抵抗及び路盤の剪断抵抗の関係
- (3) タイヤの路面に及ぼす吸上作用の状態と速度との関係
- (4) 上記路盤状態の粘着力及び内部摩擦力と自動車タイヤによる吸上及び剪断の関係を塵埃及び波の山と谷の粒度より求める
- (5) 上記現象に対する路面の安定に対しては

- a) 粘着力及び内部摩擦力を大きくするための粒度

附 表 路 盤 の 粒 度 に つ

試料採取 箇 所	試料番号	波の生起状態	均等係数	三角分類	粒 度		
					粘土	シルト	細砂
南 古 谷	No. 1	波	7.9	砂質土	0	0	11.0
	No. 2	波なし	8.7	"	0	0	10.5
伊草一	山 谷 路 盤	波顯著	32.0	礫交り砂質 ローム	4.5	7.5	20.5
			70.3		4.5	9.7	14.0
			255.6		6.5	10.5	11.5
杉 戸	No. 1	波	56.0	砂質土	1.0	1.0	11.0
			48.0		1.5	1.5	14.5
			42.5		0	1.0	11.0
川 越	山 谷 路 盤	波の現れ始め	210.0	砂質ローム	9.0	6.5	18.5
			172.8		9.0	5.0	13.0
			190.0		1.0	6.0	11.0
松山一	路 盤	波なし	261.9	礫交り砂質 ローム	5.0	7.0	6.0
松山二	山 谷 路 盤	波顯著	45.2	礫交り砂質 ローム	6.5	8.0	15.5
			191.7		6.0	12.0	15.0
			155.6		3.5	10.0	7.0
並 木	No. 1	波殆んど無し	58.9	—	4.0	5.5	18.5
	" 2		110.0				
伊草二	" 1	波顯著	95.2	—	2.5	6.0	14.5
	" 2	"	136.4				
岩 槻	山 谷 路 盤	波顯著	42.2	—	3.8	4.2	23.5
			60.9		5.0		19.5
太 宮	路 盤	波やや顯著	241.3	—	7.5	9.5	14.5
七里一A	A-1	波の現れ始め	220.0	—	7.0	9.5	16.5
	" 2	波消滅	200.0		6.0	7.5	11.5
	" 3	波なし	169.4		2.5	13.0	12.9
七里一B	B-1	波顯著	150.0	—	5.0	11.0	12.0
七里一C	C-1	波なし	333.3	—	5.5	12.5	8.0
	" 2	波半減	130.4		4.0	11.5	10.0
	" 3	波顯著	111.1		5.0		21.0
七里一D	D-1	波なし	600.0	—	5.5	8.5	10.0
	" 2	波消滅	483.3		6.5	9.0	12.5
	" 3	波生起	684.6		6.5	5.5	8.0

いて

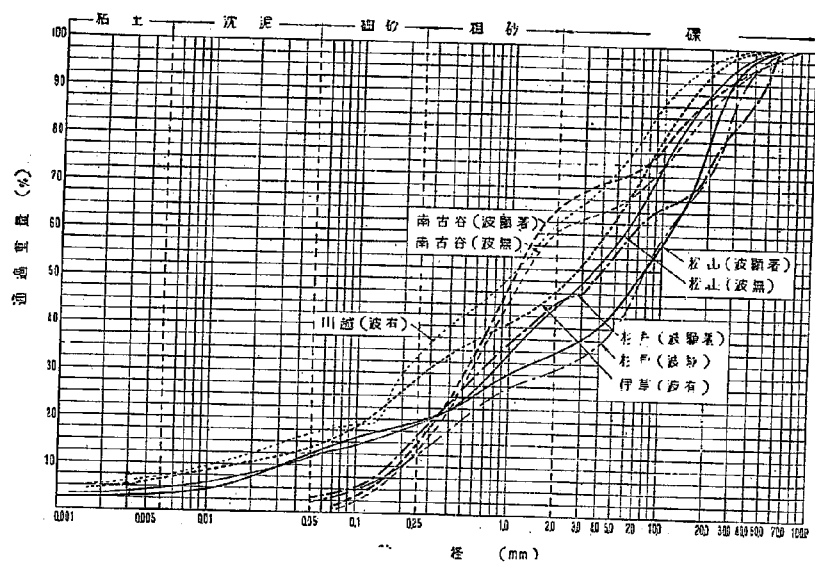
粗砂	(粗砂+細砂)	礫
56.0	(6.70)	33.0
50.0	(60.5)	39.5
33.8	{ 54.3 38.3 (32.0)	33.7
24.3		47.5
20.5		51.0
23.0	(34.0)	64.0
28.0	(42.5)	54.5
22.5	(33.5)	65.5
31.5	{ 50.0 55.2 (34.5)	34.5
42.2		30.8
23.5		65.5
17.5		64.5
38.0	{ 54.5 39.0	31.0
24.0		43.0
23.5		56.0
23.0	(41.5)	49.0
18.0	(32.5)	69.0
27.5	{ 51.0 45.5	41.0
26.0		37.5
30.0	—	39.0
17.5		49.5
22.5	—	52.5
17.5		55.0
25.0	—	42.0
21.0		53.0
22.0	—	51.0
22.5		40.0
13.0		63.0
14.5	—	57.5
18.0		42.0

○ 山と谷の粒度については例えば均等係数をとると山は谷に比して大分小さい。

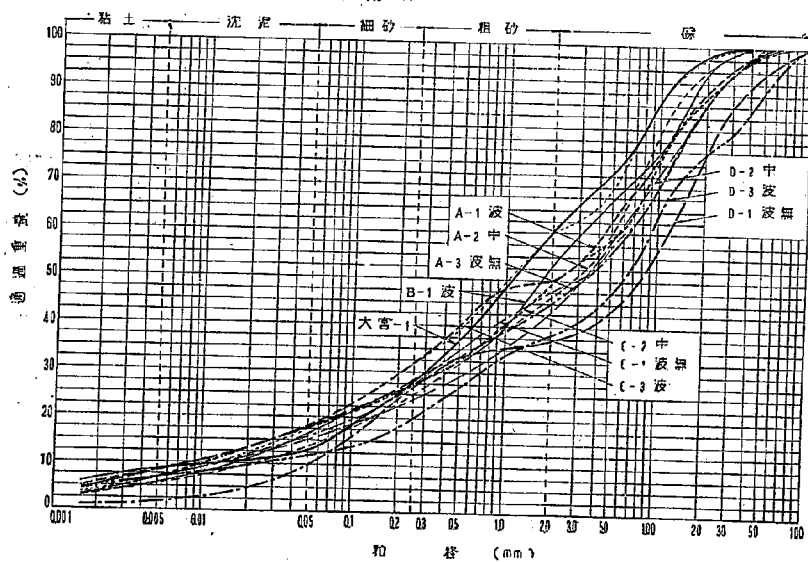
○ 粗砂及び細砂の合計は山の方が谷にくらべて大分大きいようである。

場 所	細砂+粗砂	
	波	波なし
南古谷	67.0	60.5
松山	30.5	23.5
七里—A	34.0	29.5
〃 C	43.5	29.0
〃 D	26.0	23.0
伊草	32.0	
川越	34.5	
並木		41.5
大宮	44.5	
七里—B	40.0	

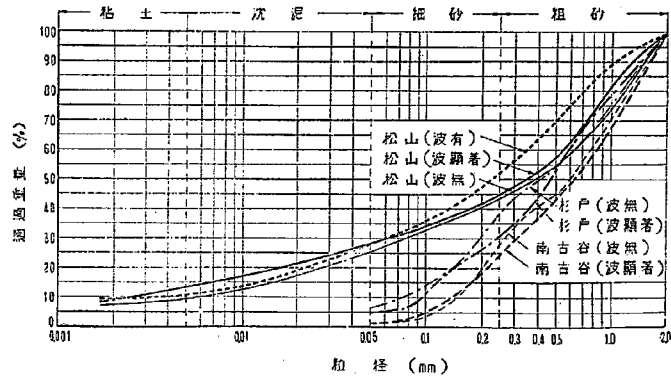
場 所	採取位地	細砂	粗砂	計	均等係数
伊草	山谷	20.5	33.8	54.3	32.0
	山谷	14.0	24.3	38.3	70.3
松山	山谷	16.5	38.0	54.5	45.2
	山谷	15.0	24.0	39.0	191.7
岩槻	山谷	23.5	27.5	51.0	42.2
	山谷	19.5	26.0	45.5	60.9
川越	山谷	18.5	31.5	50.0	210.0
	山谷	12.0	42.2	54.2	172.8



附圖-1



附圖-2



附 図—3

- b) 粘着力発達のための諸方法、例えば撒水又は泥を撒くとか或いは乾湿防止のための安定剤の使用が考えられる。

国道一号線舗装工事に関する調査報告

建設技官 齋 藤 義 治

建設技官 米 倉 亮 三

(昭和 30 年 2 月)

目 次

I 緒 言	(1)
II 路 盤	(1)
〔1〕 改良前の路盤の状態	(1)
〔2〕 路盤改良試験	(3)
〔3〕 改良後の路盤の状態	(4)
III 舗装コンクリートの応力	(4)
〔1〕 舗装コンクリート	(4)
〔2〕 ストレインゲージの埋設方法	(5)
〔3〕 載荷方法	(6)
〔4〕 測定結果	(6)
〔5〕 考 察	(11)
IV 結 言	(15)

I 緒 言

国道一号線三島市内のコンクリート舗装工事の施工を中部地建沼津工事事務所が実施するに当って、路盤の改良造成から舗装コンクリートの打設及び構造上の問題である舗装板内の応力について、コンクリート舗装を計画・実施するに当って当面する種々の問題を一連の関係の下に調査した。この調査から最終的な結論を下すには早い問題も数多いが今後の調査・研究に対する参考となる点が多いものと思ひ報告する次第である。

II 路 盤

〔1〕 改良前の路盤の状態

試験を行った箇所は、以前住宅地であつた所を表面 20~30 cm 切り取つて、その上に砂利を敷き込んだ所で(約3年前)交通荷重による自然輻圧を待った。従つて表面の 20 cm 程度は、砂利混りの路盤を形成しているが、それ以下になると細粒土のみから成つている状態である。舗装工事に当つては、舗装厚さだけ表面を

表-1 雨 量 (三 島) 理科年表より

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計
雨量 (mm)	49	80	118	157	133	212	209	237	245	229	110	73	1851



図-1 平面図

切り取ってその上に施工することになるので、主として試験は表面から 20~30 cm 下の所について行つた。なおこの附近三島の雨量は表-1 の如く、交通量は自動三輪車以上の車が 1 日 2500 台 (28年5月調査) 程度である。

1 土の粒度と物理的性質

表面より 20~30 cm 下では細粒土のみになり、この粒徑加積曲線は図-2 の如くこれを三角座標の分類に従うと砂質ロームで主な物理試験の結果は、比重 2.68 液性限界 46.9% 塑性限界 35.6% 塑性指数 11.3 現場含水当量 32.6% 速心含水当量 29.4% 最適含水比 29% 最大密度 1.43 t/m^3 (例托も J I S 規格による) で Public Road の分類に従うと A-

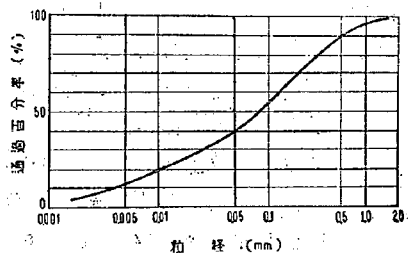


図-2 粒徑加積曲線

7-5 (3) である。

2 大地比抵抗測定

横河製大地比抵抗測定器L-10により既設路面上において測定した結果図-3に示すが、これによると第1層の比抵抗 5400 g-cm 第2層の比抵抗 8100 g-cm で第1層の厚さは 35 cm であることになる。

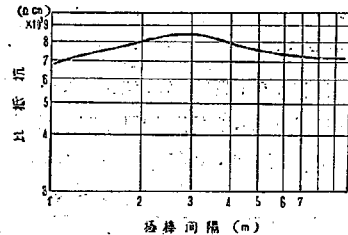


図-3 大地比抵抗

3 弾性波試験

鉄製の砲丸を投下することにより生ずる弾性波の走時曲線、距離振幅曲線を示すと図-4の如くなり、この位相速度から弾性常数Eを

$$E = \rho V_p^2 \frac{(1+\sigma)(1-2\sigma)}{(1-\sigma)} \dots (1)$$

たゞし σ : ポアソン比

V_p : 位相速度

ρ : 密度

で求め、また土研南部技官の近畿地建における実測値から 30 cm 載荷板による K-値を求め、この値から straton²⁾の係数により 75 cm 載荷板に対する換算値を求めたのが表-2 である。

表-2 弾性波試験結果

測定箇所	E	K-値 (Eより求めた値)	
		30φ	75φ
道路表面	2.51×10^8	18.5	8.0
表面下 20 cm	1.88×10^8	11.5	5.0

4 支持力試験

表面より 20 cm 下における場所の平板載荷試験の結果表-3 の如くであつた。

〔2〕路盤改良試験

前述の如く路盤として余り良好なものではないので、これを改良することにし、2, 3の改

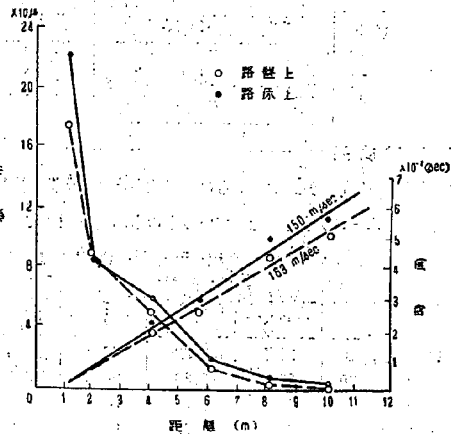


図-4 走時曲線距離振幅曲線

表-3 支持力試験結果

K-値		75φ 換算 K-値		平均	乾燥密度 (t/m³)	含水比 (%)
30φ	40φ	30φ	40φ			
5.8	6.4	2.5	3.8	3.1	1.89	28.6
8.7	5.9	3.8	3.5	3.7	1.61	22.3

1) 南部繁春 盛土の締め固り度調査報告

2) Military Airfield Construction Design Problems, by Stratton Pro: A. S. C. E. Jan 1944

良試験を行った。

1 試験方法

既設路面に幅 0.6m 長さ 2.0m 深さ 0.2m の試験坑を掘りその上で 30 cm 及び 40 cm 載荷板を使用し、平板載荷試験を行い、試験後更に掘り起して表-4 に示す内容の改良路盤を作り 5 日間放置してからその上で平板載荷試験を行った。この間約 20~30 mm の降雨があり 1 日間試験坑に蓄水するような状況であつた。

表-4 改良路盤示様

使用材料	混 合 割 合	厚 (cm)	突 き 固 め 方 法
砂 利 砂	7 : 3	10	1 層各層ランマーによる 3~4 回突き
"	"	20	2 層 "
"	"	30	3 層 "
セメント	乾燥路床土の 18 %	10	1 層 "
"	"	20	2 層 "
石 灰	乾燥路床土の 9.8 %	10	1 層 "
"	"	20	2 層 "

2 試験結果

試験坑掘後原地盤におけるもの及び改良路盤造成後の載荷試験結果を表-5 に示す。中には改良前より改良後の方が K-値が小さくなっているものもあるが、雨水滞留等の影響もあろう。

表-5 路盤改良試験結果

改良路盤種類		原 地 盤			原 地 盤 K-値			改 良 路 盤 K-値		
		含 水 比 (%)	乾燥密度 (t/m ³)	飽 和 度 (%)	30 φ	40 φ	75 φ 換算	30 φ	40 φ	75 φ 換算
砂 利	10	33.9	1.32	88.2	10.4	5.6	4.0	6.8	6.4	3.0
"	20	32.9	1.36	90.8	5.6		2.5	8.8	6.4	3.6
"	30	33.3	1.32	88.6	6.4	3.8	2.3	12.0	7.2	5.0
セメント	10	31.8	1.38	90.5	7.3	5.4	2.9	8.8	7.4	4.0
"	20	34.8	1.30	87.8	5.6		2.5	11.2	7.4	4.9
石 灰	10	30.6	1.36	81.5	7.8		3.5	6.4	5.2	2.4
"	20	30.2	1.46	96.8	12.9	8.0	5.2	10.0	6.4	4.0

〔3〕改良後の路盤の状態

舗装用路盤造成のため、表面より約 50 cm ブルドーザにより切り取り成形圧をした後、その上に 20 cm 程度の碎石を敷き並べ、目つぶしを入れてから表面に砂質ロームを撤き出し (厚さ 2~3 cm) 8t マカダムローラーにてその撤跡が残るまで輾圧した。この路盤造成後の K 値は 40 cm 載荷板にて測定 75 cm 載荷板に換算して平均 8.2 であつた。

III 舗装コンクリートの応力

〔1〕舗装コンクリート

舗装コンクリートの設計配合は表-6 の通りである。圧縮強度 7 日で 170~220 kg/cm² 28 日で 250~330

kg/cm² 曲げ強度は7日で 30~37 kg/cm² 28 日で 45~60 kg/cm² である。現場打ち込みには長さ 10 cm 程度の爪を持った表面振動機を用い、ストレーンゲージ埋込箇所の舗装厚さは 25 cm である。現場で打設と同

表-6

G/S	W/C	スランブ (cm)	粗骨材最大径 (cm)	コンクリート 1m ³ に対し			
				セメント (kg)	水 (kg)	砂 (kg)	砂利 (kg)
2.1	0.46	2.0~2.5	5	313	144	647	1358

時に該コンクリートを曲げ試験用の型枠につめ、ストレーンゲージによる測定を行う前にその試験片の表面にストレーンゲージを貼り付けたまま曲げ試験を行い、試験中ストレーンゲージから求めた歪と加えた荷重からコンクリートの弾性係数を求めた。この結果によれば、スランブ 2.1cm 単位体積重量 2.47 t/m³ 曲げ強度 45 kg/cm² 弾性係数 3.26×10^5 kg/cm² であった。なお強度は 45 日強度コンクリート打設日は昭和 29 年 3 月 8 日である。

(2) ストレーンゲージの埋設方法

コンクリートの中にゲージを埋設するに当つて問題になる点は、耐水性があつて絶縁不良によるゲージの電気的不安定になるのを防ぐことができるか、と云ふこととコンクリートの歪をそのまま正直に示してくれるかと云ふ点である。そこで種々の方法でゲージを防水して 10×10×50 cm のコンクリート試験片の中に入れて室内放置で硬化乾燥後その表面にもゲージを貼つて曲げ試験を行いその試験中コンクリート内部に入れたゲージと表面に貼つたゲージで同時に歪を測定し両者の値を比較した。その結果アラルダイト(樹脂性接着剤)で coat しその外側にビニールを以て蔽つたものがよい成績を示した。次にそれを示すが、加えた荷重からゲージのある位置の応力を計算により求めそれとゲージにより測定した歪とから弾性係数に当るものを求めそれによつて比較した。

1 引張による場合

表-7

	アラルダイトによりコンクリート内部埋込	表面貼付
E 値 ×10 ⁵ (kg/cm ²)	2.15	2.07
	2.28	2.51
	2.31	1.88
	2.26	2.75
	2.50	2.37
	2.96	
平方和	0.72	0.39
分散	0.14	0.10
分散比	1.4	

分散比 $F_{0.5} (5\%) = 6.2$, $F_{0.1} (1\%) = 15.5$ より小さい故有意の差はないと云える。次に両者の平均値の間の差異を調べる。

母集団の分散推定値

$$w^2 = \frac{(M-1)u^2 + (N-1)v^2}{M-1+N-1} = 0.12$$

たゞし M 箇の測定値からの分散 u^2

N 箇の測定値からの分散 v^2

平均値の差の student 量

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{y}}{w} \sqrt{\frac{MN}{M+N}} = 0.38$$

たゞし M 箇の測定値の平均値 $\bar{x}$

N 箇の測定値の平均値 $\bar{y}$

これは自由度9の $t(5\%)=2.26$ 及び $t(1\%)=3.25$ より小さい故有意の差はないものと云える。

2 圧縮による場合

表-8

	アラライトによりコン クリート内部埋込	コンクリート 表面貼付
E 値 $\times 10^3$ (kg/cm ²)	1.84 1.89 1.76 2.94 2.07	1.96 2.51 1.76 2.75 1.93
平均	2.10	2.13
平方和	0.92	0.77
分散	0.23	0.19
分散比	1.21	

$F_{4,9}(5\%)=6.39$ $F_{4,9}(1\%)=15.9$ に対し小さい、故有意の差ないと云える。平均値の間の student $t=0.28$ で自由度8の $t(5\%)=2.305$ $t(1\%)=3.355$ に対し有意の差ないと云える。

このような結果からこの方法を用いて舗装コンクリート中にゲージを埋め込んだが現地においては気象作用が室内におけるよりも激しいために埋め込み本数の内60~70%は絶然不良に陥り測定不能となつた。埋設位置は図-5の位置で上表面より23cm下表面より2cmの位置にある。

[3] 載荷方法

載荷は静的と動的とを行い測定は何れも共和無線の静的ストレインメーターと動的ストレインメーターを用い、静的は直読、動的はオシシロに自記せしめた。

a 静荷重 測定舗装板に他の荷重を載せないため20tトレーラにブルドーザーD50(9t)を積みその下部で30cm径の載荷板を通してオイルジャッキにより荷重をかけ、荷重の大小は5t垂リングにて読んだ。なおトレーラの軸間距離760cm地上高72cm幅285cmである。

b 動的荷重 イスズ4tダンプトラック(軸間距離400cm前軸間距離153cm後軸間距離160cm)で使用時の条件は空気圧前輪50psi後輪80psi輪荷重前輪1500kg後輪4600kg接地面積前輪370cm²後輪400×2cm²であつた。

[4] 測定結果

1 静荷重

オイルジャッキによりゲージの直上に載荷シゲージにより求められた歪から弾性係数 3.26×10^5 kg/cm²を用いて応力を求めた。これを舗装板断面の中立軸から縁地に向つて、直線的に応力が分布しているものとして舗装板の表面における最大応力を求め図示したのが図-5である。

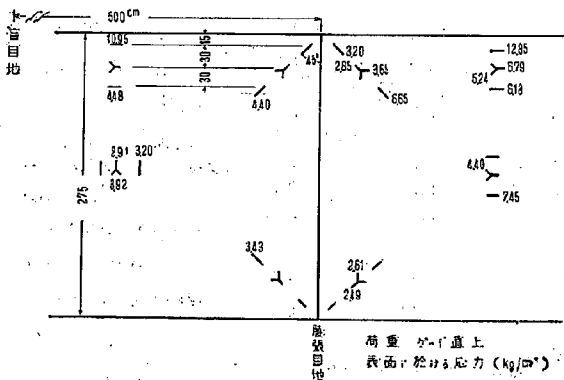


図-5 静荷重(4.6t)による応力

位置により縁端部が応力大きく、中央部がこれに次ぎ、最も大きい管の隅角部が案内小さいのが目立つ。また同じような位置にあつてもゲージにより相当異なつた値を示しているがこれは、ゲージ埋め込みを現物作業と同時に、しかも作業速度を落さないようにしたので型込み高さが異なつたり、平面にゲージを入れることのできなかつたりしたためであると思われる。動的測定には最も安定したゲージを選んだ。

2 動荷重

静的に使用した敷荷面積と動荷重の後輪接地面積とはほとんど等しく前輪のそれはほぼ半分であるが測定値には余り変りはない。動荷重では速度を変えて測定したが測定毎に荷重の通る位置が少しずつ変りその方の影響の方が大きく、よく分らないが余り影響はないようである。(図-6)

a 隅角部における応力 動荷重により測定した隅角部のゲージは図-7 の如き位置のものでコンクリート内部に入れたゲージの外に表面にローゼ型のゲージを貼つて使用した。

①のゲージに対してその応力の状態を写真-1に示すが車輪がゲージの入つている舗装板にかつた瞬間に舗装下表面に最大の圧縮が起りゲージの最上に車輪が来た時に下表面に最大の引張が起る。この圧縮応力と引張り応力の割合は圧縮応力が引張り応力の1~1.5倍あつた。①の測定値とし

ては速度をかえて測定した値の中の最大引張り応力を(すなわち車輪がゲージの真上に来た時の値)②③④については、これ等の測定値の平均値を(速度による影響はないものとして)表-9に示す。

表-8 隅角部の応力 (+引張 -圧縮)

No.	ゲージ No.	ゲージと荷重との距離 (cm)	動荷重による応力 (kg/cm ²)		静荷重による応力 (kg/cm ²)	
			前 輪	後 輪	1.5t	4.6t
1	1	0	+1.51	+2.93	1.05	3.20
2	2	50	-0.69	-1.71		
3	3	50	—	+0.35		
4	4	50	-0.58	-1.85		

b 縁端部における応力 縁端部のゲージ位置は図-8に示す通りでゲージ②、③は動荷重の測定に當つて新しく貼付したもので②は上表面、③は側面で下面より2cm上に位置する点である。荷重の通過に対する応

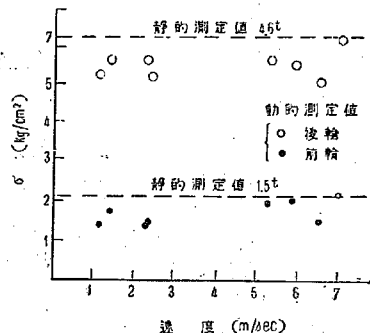


図-6 速度と応力

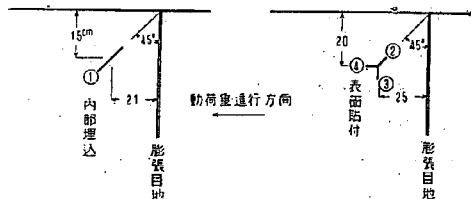


図-7 隅角部ゲージ位置

力の変化の狀態は、写真-1 に示す通りである。ゲージの真上かまたは、もつとも近くを通つた時の最大値を、コンクリート表面における応力に換算して示す。

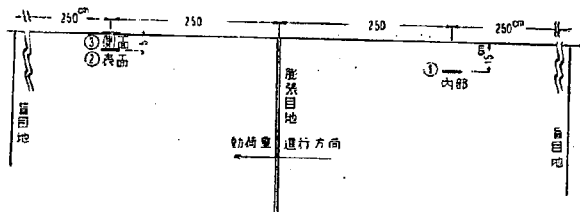


図-8 縁端部ゲージ位置

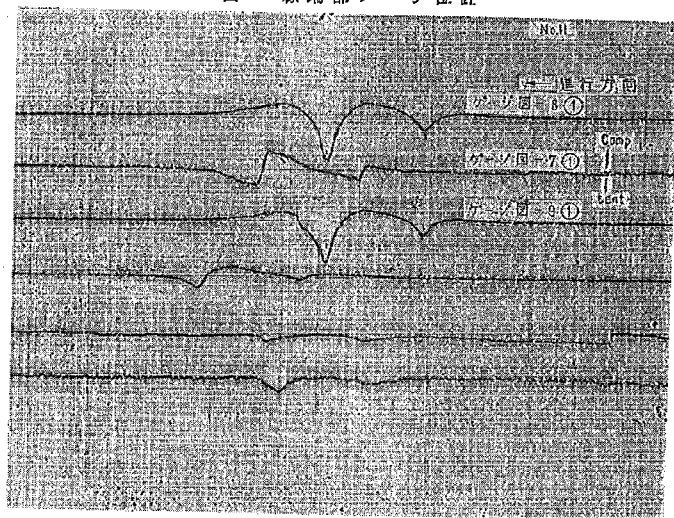


写真-1

表-10 縁端部の応力 (+引張 -圧縮)

No.	ゲージ No.	ゲージと荷重との距離 (cm)	動荷重による応力 (kg/cm ²)		静荷重による応力 (kg/cm ²)	
			前輪	後輪	1.5t	4.6t
1	①	0	3.88	12.9	4.19	12.85
2	①	55	1.07	3.96		
3	②	65	-1.48	-4.71		
4	③	70	1.66	4.42		

c 中央部における応力 中央部にて測定したゲージ位置は図-9 の如きものである。ゲージ②③④は動荷重測定に際して表面に貼り付けたものである。荷重は前述のような位置の外に中央部では、ゲージを楢間のほ

ば中央に入るようにした。表-11の中 No. 5, 7, 8, 9, はそれでゲージから両輪までの距離をそれぞれ示してある。

表-11 中央部の応力

No.	ゲージ No.	荷重とゲージと の距離 (cm)	動荷重による応力 (kg/cm ²)		静荷重による応力 (kg/cm ²)	
			前 輪	後 輪	1.5t	4.6t
1	①	0	2.40	7.00	2.43	7.45
2	②	0	1.49	4.93	1.46	4.48
3	②	75	0.50	1.23		
4	③	0	1.02	2.44	1.05	3.20
5	③	65 及 90	-0.40	-1.45		
6	④	0	2.26	7.05	2.17	6.65
7	⑥	65 及 90	-0.57	-1.54		
8	⑥	65 及 90	-0.45	-0.84		
9	⑦	65 及 90	-1.13	-3.66		

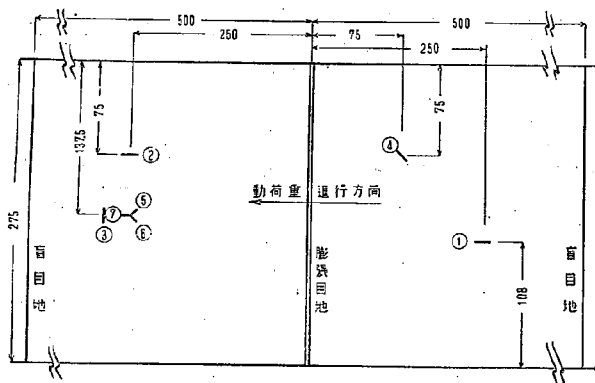


図-8 中央部ゲージ位置

d 衝撃による応力 舗装板の上に高さ 44 mm 幅 41 mm 長さ 3 m の木製角材を置いてその上にトラックが乗り上げる時に生ずる衝撃による応力を測定した。木製角材の配置は図-7 におけるゲージ④の前方 25 cm の膨張目地の上にトラックの進行方向に対し直角に、また図-8 におけるゲージ⑦の前方 50 cm の所に同様進行方向に対し直角に横たえて車を通した。衝撃応力の模様を写真-2 に示す。同時にトラックの後車軸に振動分類計 (明石製) を固定してこれにより加速度を求めた。衝撃による応力を σ_i とし、衝撃がなかった場合車の通過のみで与えられる応力を σ_0 とし、 $(\sigma_i - \sigma_0) / \sigma_0$ と加速度を同時に示したのが図 11-1 及び図 11-2 である。

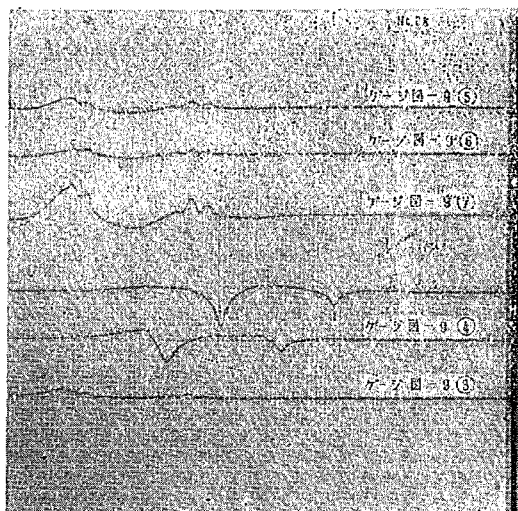


写真-2

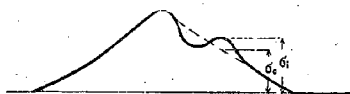


図-10 衝撃応力

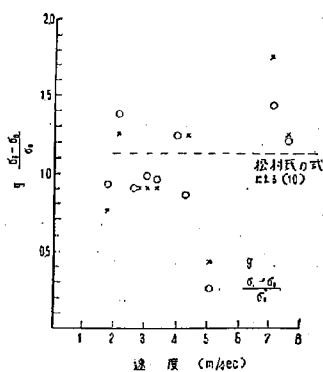


図-11-1

ゲージ④(図-7)の衝撃応力と加速度

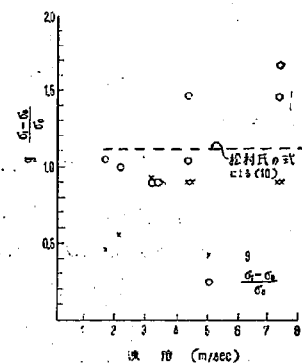


図-11-2

ゲージ⑦(図-9)の衝撃応力と加速度

表-12 衝撃による応力と加速度

ゲージ No	車 速 W/sec	σ_0 (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)	$\frac{\sigma_t - \sigma_0}{\sigma_0}$	振動分頻計に よる g の最大 値
①	4.00	0.51	1.14	1.23	—
	1.77	0.57	1.09	0.91	1.75
	2.12	0.43	1.03	1.39	1.25
	2.65	0.63	1.20	0.90	0.90
	3.01	0.52	1.03	0.98	0.90
	4.27	0.52	0.97	0.86	1.25
	3.39	0.52	1.03	0.96	0.90
	7.61	0.52	1.13	1.21	1.25
	7.09	0.40	0.97	1.42	1.75
②	2.12	1.13	2.26	1.00	0.55
	1.77	1.15	2.35	1.05	0.45
	3.42	1.32	2.51	0.90	0.90
	3.31	1.32	2.55	0.93	0.90
	4.26	0.94	2.34	1.43	0.90
	4.39	1.09	2.24	1.05	0.90
	7.61	0.93	2.24	1.43	0.90
	7.61	0.94	2.39	1.54	—

σ_0 衝撃のないときの応力 σ_t 衝撃を含むときの応力

〔5〕 考 察

以上の測定値について考察を進めるに当つて、考えねばならぬことは、今回の測定のためのストレインゲージは工事施工と併行して埋め込みを行つたため、埋め込みに充分余裕を持つて行うことができなかった。従つてストレインゲージの位置も正確を期し難いので、それから得られた値もかゝる点を考慮に入れて処理する必要がある。また埋め込んだゲージの測定値から、その断面では応力が直線的に中立軸から縁に向つて大きくなるように分布しているとの仮定を行つて縁の応力を算出しているが、表面に貼つたゲージによる測定値から推して、妥当と思われる測定値のみを取り上げて考察に用いた。

1. Westergaard による計算式との比較 (その一)

1926 年に Westergaard が発表した計算式

隅 角 部

$$\sigma = \frac{3P}{d^2} \left\{ 1 - a \left(\frac{E d^3}{12(1-\mu^2)K} \right)^{1/3} \right\} \dots\dots\dots (1)^{3)}$$

中 央 部

$$\sigma = \frac{3(1+\mu)P}{2\pi d^2} \left\{ \frac{2.323}{4} \log_{10} \left(\frac{E d^3}{12(1-\mu^2)K} \right) - 0.2323 \log_{10} (\sqrt{1.67^3 + d^3} - 0.675 d) \right\} \dots\dots\dots (2)^{3)}$$

3) Stress in Concrete Pavement Computed by Theoretical Analysis, Westergaard, Public Road Vol 7.No.2 April 1926

$$\sigma = 0.275(1+\mu) \frac{P}{d^2} \log_{10} \left\{ \frac{E d^3}{K(\sqrt{1.6a^2+d^2}-0.675d)^4} \right\} \dots\dots(3)^{4)}$$

縁端部

$$\sigma = 0.529(1+0.54\mu) \frac{P}{d^2} \left[\log_{10} \left\{ \frac{E d^3}{K(\sqrt{1.6a^2+d^2}-0.675d)^4} \right\} - 0.71 \right] \dots\dots(4)^{4)}$$

ただし μ : コンクリートポアソン比 d : 舗装厚 K : 支持力 a : 荷重接地円の半径 E : コンクリートヤング率 P : 輪荷重

の各公式による計算値と実測値とを表-13に示す。ただし荷重 4.6t 舗装厚 $d=25$ cm $a=15$ cm $E=3.26 \times 10^8$ kg/cm² $K=8.0$ kg/cm² $\mu=0.15$ とする。

これによれば、隅角部を除いて割合近い値を示している、隅角部の甚しく異なるのはゲージの不完全であることによることも考えられるがなお不明である。

表-13 応力値

位置	Westergaard	実測値
隅角部	11.50 ⁽¹⁾	8.20
縁端部	10.30 ⁽⁴⁾	12.85
中央部	9.25 ⁽²⁾ 7.33 ⁽³⁾	7.45

() 内数字は式の番号

2 Westergaard による計算式との比較 (その二)

Westergaard は 1939, 49 年に中央部縁端部に関し路盤を Liquid Subgrade としたわみ w の式として次の如く定めた。

中央部

$$w = \frac{PP'}{4D} R_e H' \left(\sqrt{\frac{r}{l}} \right) \dots\dots(5)$$

縁端部

$$w = \frac{2P}{\pi K l^2} \int_0^\infty \frac{\gamma \cos \frac{\alpha x}{l} \left(\cos \frac{\beta y}{l} + (1-\mu) \alpha^2 \sin \frac{\beta y}{l} \right) e^{-\frac{\gamma y}{l}}}{1+4(1-\mu) \alpha^2 \gamma^2 - (1-\mu^2) \alpha^4} d\alpha \dots\dots(6)$$

ただし P : 輪荷重

$$l : \left[\frac{E h^3}{12(1-\mu^2)K} \right]$$

 K : 支持力

$$D : \frac{E h^3}{12(1-\mu^2)}$$

 h : 舗装厚 E : 弾性係数 μ : コンクリートポアソン比 R_e : 実数部分

4) Plate & shell, Chimoshenko p. 255

H'_0 : Hankel 函数 (0 order)

$$\beta = \frac{\sqrt{1+\alpha^4-\alpha^2}}{2}$$

$$r = \frac{\sqrt{1+\alpha^4+\alpha^2}}{2}$$

r, θ : 極座標

x, y : 座標

これにより、モーメントを求めそのモーメントを図式により求め得るように General Picket 及び、G. K. Ray⁵⁾ がモーメント図を作ったので以下これによつて検討してみる。

a 中央部の応力 モーメント図より前後輪は互に影響し合わないが、左右の車輪は多少影響している、しかしそれも僅かであるので、すべて単輪として計算することにした。ゲージに対する車輪位置⁵⁾が異なつた応力が生ずるのでそれぞれについて比較

表-14 図-9 ゲージ①の応力 (荷重 4.6t)

する。表面に貼つたゲージによる測定値から割合妥当な値を示すものと
思われる図-9 の中のゲージ①の値
についてみると 表-14 の如くよく
一致している。次に表面に貼つたロ

ゲージと荷重中心 の距離 (kg/cm)	計算値 (kg/cm ²)	実測値 (kg/cm ²)	
0	8.74	7.00	
16	7.12		
30	5.33	5.29	接地円の周縁部にゲージのあつた場合 実測は静荷重によるものである

ーゼ型のゲージ図-9 の⑤⑥⑦について、これをまたいでほど撤開中央にして通つた場合の値を 表-15 に示すが、少々相異しているが余り違いはない。また荷重通過につれてゲージの前後で負の応力が生ずるが (写真

表-15 中央部図-9 ゲージ⑤⑥⑦の値

ゲージ No	ゲージと荷重中心 との距離 (cm)	計算値 (kg/cm ²)	実測値 (kg/cm ²)
⑤	65,90	-2.02	-1.54
⑥	65,90	-1.69	-0.84
⑦	65,90	-5.18	-3.66

—1, 2) 荷重がゲージの方向に対して直角の
方向から接近した場合負の応力は全然生じな
い (写真-2 ゲージ図-9 ⑥)。このことは
Picket のモーメント図からも明らかなこと
である。ところが図-9 のゲージ①について

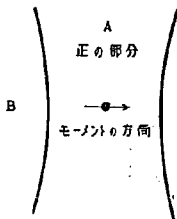


図-12 モーメント図

後輪荷重による負の応力の最大値は実測値は -2.02 kg/cm^2 に対し計算値は -0.93 kg/cm^2 であることは表-15 の値と併せて、モーメント図の負の部分 (図-12B の部分) は更に検討の余地があるものと考えられる。

b 縁端部の応力 縁端部の応力は最も端部における応力であるべきであるが、実際に埋込んだゲージは図-8 ゲージ①で縁端より 15cm 内側に
ある、従つて図-8 ゲージ⑧の値と比較して修正比 1.1 を用いてゲージ①

5) Influence Charts, for Concrete Pavements, General Picket and G. K. Ray, Proc. A.S.C. E. Apr. 1950

の測定値を修正し最端部の値とし、計算値と比較したが(表-16)よく合った。

3 ローゼ型ゲージによる主応力方向の算定

図-13 で σ_1 を主軸 e_n, e_t, e_k を測定した歪とすると、今回使用したローゼットは $\alpha=60^\circ \beta=120^\circ$ である故

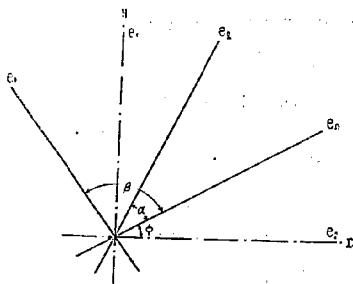


図-13 歪 図

図-9 のゲージ⑤⑥⑦により右側車輪までの距離が短い
これに主として影響されて、最初にゲージ⑥に最大値が現わ
れて、次に⑤⑦の順で現われる。これはモーメントの最大値は荷重位置に対し、その tangential の方向に現
われることを示しており、⑦の最大値の現われる点に荷重がある時の主応力は e_n ⑦ e_t ⑤ e_k ⑥ がそれぞれ、
 -11.27×10^{-6} , -2.59×10^{-6} , -4.74×10^{-6} であるので $\phi=6^\circ 50'$ $\sigma_2 = -3.85 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_1 = -0.89 \text{ kg/cm}^2$ と
なり荷重に対して、tangential な方向に主応力があることを示している。(図-14) また隅角部では図-7 の
ゲージ②③④に対して縁端から 70 cm の位置を荷重が通つた場
合について e_n ② e_t ③ e_k ④ はそれぞれ -4.03×10^{-6} , $-6.90 \times$
 10^{-6} , 0 で $\phi=42^\circ 15'$ $\sigma_2 = -2.38 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_1 = -0.25 \text{ kg/cm}^2$ で
ある。

4 衝撃力

衝撃による応力は障害物に車が突き当たり乗り上つた時と障害物
から下に落ちた時に生ずる筈であるが、前輪では軽いため障害物
に当つて飛び上り、次に落ちることによって 2~3 衝撃による応
力の山が出来ているが、後輪では重い為、飛び上ることがなかつ
たためであろうと思われるが突き当たった時の山が1つ現われた
のみである。松村博士はこの衝撃力の理論式を幾つか求めている
がその中矩形障害物に突き当たり乗り上つた時の衝撃力として提出
されている次式と比較した。

表-16 縁端部の応力図-8 ゲージ①

荷重中心とゲー ジとの距離 (cm)	計 算 値 (kg/cm ²)	実 測 値 (kg/cm ²)
16	16.0	14.4
45	8.1	9.2
70	5.3	4.42

$$\tan \phi = \frac{\sqrt{3}}{2(e_n - e_t)} - 1 \quad (7)$$

$$P = \frac{2}{3} (e_n + e_t + e_k) \quad (8)$$

$$q = \frac{2e_n - P}{\cos 2\phi} \quad (9)$$

$$P = e_1 + e_2 \quad q = e_2 - e_1 \quad e_1, e_2 \text{ 主歪}$$

図-9 のゲージ⑤⑥⑦により右側車輪までの距離が短い
これに主として影響されて、最初にゲージ⑥に最大値が現わ

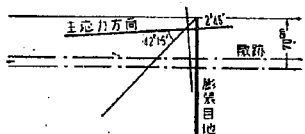
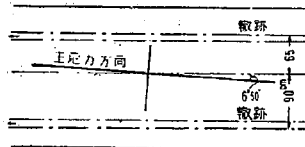


図-14 主応力方向

$$P = \frac{c_1 \varepsilon}{\beta_1^2 - \beta_2^2} \left\{ \frac{K_1^2 - \beta_2^2}{\beta_1^2} \frac{\sin \beta_1 t}{t} + \frac{\beta_1^2 - K_1^2}{\beta_2^2} \frac{\sin \beta_2 t}{t} \right\} \dots\dots\dots (10)^{6)}$$

たゞし、 $\frac{c_1}{m_1} = K_1^2$ 、 $\frac{c_2}{m_2} = K_2^2$ 、 $\frac{m_2}{m_1} = \gamma$

$$\beta_1^2 = \frac{1}{2} \left\{ K_1^2 + K_2^2 + \gamma K_2^2 + \sqrt{(K_1^2 + K_2^2 + \gamma K_2^2)^2 - 4K_1^2 K_2^2} \right\}$$

$$\beta_2^2 = \frac{1}{2} \left\{ K_1^2 + K_2^2 + \gamma K_2^2 - \sqrt{(K_1^2 + K_2^2 + \gamma K_2^2)^2 - 4K_1^2 K_2^2} \right\}$$

c_1 : 車輪の単位長変形に要する力

c_2 : 車体支持のスプリングを単位長変形するに要する力

P : 衝撃の大きさ

m_1 : 弾下荷重の質量

m_2 : 弾上荷重の質量

ε : 障害物の高さ

今 $\varepsilon = 4.4 \text{ cm}$ $c_1 = 1300 \text{ kg/cm}$ $c_2 = 450 \text{ kg/cm}$ $m_1 = 900 \text{ kg}$ $m_2 = 3700 \text{ kg}$ と仮定すると、表-17 の如くまた図-11-1 及び図-11-2 に実測値と共に示してある。

5 要 約

以上 2, 3 考察を試みたが、静的測定の際には静的直読式ストレイノメーターを使用した、その後動荷重による測定にはオッシロによる自記式メーターで測定することができた。その間約 1 週間の日数があつたのでゲージの電気的不安定になる数が増し、動的測定にはⅢ〔4〕2 の如く測定箇所が限定されてしまい当初の予定の如く多くについて検討することができなかった。

更にゲージの埋込みには実際の現場の工事と併行して行つたので必ずしも正確に埋込み得たとは云い得ない、従つてその測定値も図-5 の静的測定結果に見られる如く一定した値を与えているわけではない。そこでこれ等の測定値を用いて考察を進めるに当つて問題が多くあるが、一応実測値前に表面に貼つたゲージによる測定値と比較して割合妥当な値を与えているゲージについてのみ考察を試みたものであり、その点問題にすれば問題になるべき余地を持つてゐるものである。

また考察に用いた各公式については、ポアソン比が用いられているが今回の実測においてはポアソン比を全然測定していない、従つて各公式と実測値を比較する場合この点においても欠点を藏しているものである。

しかし何れにしても以上のようなことを考慮に入れつつ前述の如き考察からその主なものに要約すれば、

表-17 衝撃力

速 度 (m/sec)	衝撃力 (kg)	衝撃力 /静荷重
2	5071.3	1.102
5	5063.7	1.105
8	5095.0	1.107

- a. 樹脂性のアラルダイトによってコンクリート内部応力は、或程度測定可能であるが更に耐水性を増すことが必要である。
- b. 舗装板の中央部では、Westergaard の式に割合によく合うが radial な方向の応力について検討の余地があるようである。
- c. 縁端部では割合によく Westergaard の式に合う。
- d. 主応力は tangential な方向にある。
- e. 隅角部については、良い測定ができなかつた。
- f. 衝撃力は、松村博士の式に近い値を示した。

IV 結 言

今回の路盤から舗装までの調査は、何れも工事の施工に伴なつて生ずる疑問を解くべく試みた程度で更に一つ一つの問題をとりあげて検討を行いたいものである。

この調査に当つて、中部地建沼津工事々務所の方々は勿論、路盤の弾性波試験には関東地建南部繁春技官、動的ストレインメータの応力測定には実測と結果の検討や御指導を東京大学沼田教授、八十島助教授に御世話になつた、ここに深甚なる謝意を表する次第である。

舗装コンクリートの施工法と均一性の関連について

建設技官 米 倉 亮 三

(昭和 30 年 2 月)

目 次

I 緒 言	(1)
II 御蔵式音速計	(2)
III コンクリートのスラブと出来上りコンクリートの均一性	(3)
〔1〕 施工方法	(3)
〔2〕 測定方法	(4)
〔3〕 測定結果及び考察	(4)
〔4〕 要 約	(5)
IV 施工方法と出来上りコンクリートの均一性	(5)
〔1〕 施工方法	(5)
〔2〕 測定結果	(6)
〔3〕 考 察	(8)
V 結 言	(8)

I 緒 言

近年コンクリート舗装工事に当つて、路盤の改良を行つて支持力を増し、かつ耐久性を加えて水に対しても安定なものにしてから、その支持力によつて半理論的な数式により合理的な舗装厚さの設計を行うことができるようになり、数年前に比して相当の進歩を示している。

ところが現場では、各種の振動締固め機を用いて硬練りのコンクリートによる高強度のコンクリートを作ることが一般的になつてきて相当効果をおさめてはいるが、しかし場合によっては骨材計量を容積により、水量を人夫の勘に頼つてゐるところがあり路盤の改良と舗装厚の設計まではなる程合理的に行つていても、最後のコンクリートの施工に至つてその合理性をくずしている場合が多い。

そこで今回我々は、この点に注目し出来上つたコンクリートの舗装板がどの程度均一に出来ているものか、コンクリート中を伝わる音速を測定することによつて調べてみた。理想から云えばコンクリートの強度そのものが求められれば最も好ましいものであるが、後述の如く現状においては不可能であるので、強度と一次的にはないが関係のある音速を測定して、その値のちらばり方によつてコンクリート舗装板の均一性を調べることにした。

調査の対象とした箇所は、建設省中部地建直轄工事による国道一号线三島市内と静岡県による請負工事の国道一号线沼津・原間である。なおこれは測定地点数も少なく測定としては完全でないが1つの試みとして提出したものである。

II 衝撃式音速計

音速測定に計器は、東京工大横山功氏製作の衝撃式音速計で図-1 の如く構造物の一端に衝撃を加える（今回はハンマーにて側方を叩いた）と、その衝撃による縦波がコンクリート中を伝わり、ピックアップ①にその Shock を受け、増幅器を通して放電管②が働きコンデンサーに充電を開始する。

次に衝撃波が②に達すると放電管③が働きコンデンサーの充電を止め同時にその時のコンデンサーの充電端

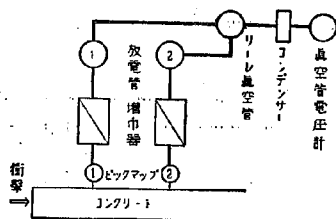


図-1 衝撃式音速計略図

子電圧を真空管電圧計で読むものである。従つてピックアップの間隔を種々かえてそれぞれの距離の時の充電端子電圧を読めばこれから音速を求めることができる。

充電端子電圧から音速を求めるには、ピックアップの距離とその時与えられた充電端子電圧との関係を示す図上にそれぞれの値をプロットすれば直線になる故その勾配を求める。

次に他の方法で正確に音速を求められる物質で音速を求めにおいて、その物質のピックアップと充電端子電圧との関係を示す直線の勾配を求めると、これらの値から前者の音速を知ることができる。

しかし実際には我々は、音速そのものよりも弾性係数等を知りたいことが多い、細長い棒状物体中の縦波伝播速度は

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (1)$$

板状物体の縦波伝播速度は

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \sqrt{\frac{1}{1-\mu^2}} \quad (2)$$

v : 縦波伝播速度

E : 弾性係数

ρ : 密度

μ : ポアソン比

今銅棒の値には記号 S 、コンクリートの値には c を附することにすれば、両方棒状の場合

$$E_c = E_s \frac{\rho_c}{\rho_s} \left(\frac{v_s}{v_c} \right)^2 \quad (3)$$

となり (v_c/v_s) は充電端子電圧の比に等しい故それぞれの密度が判つていれば、直に弾性係数を求めることができる。

今回の調査においては、残念ながら現地において市街地の舗装であつたためコンクリート舗装板にすぐつづいて側溝が設けられていたため完全に舗装板の側面をハンマーにて叩くことができず、図-2 の如く斜上方より

り鉄板を介して叩いたので、正規の縦波を発生させることができなかった。請負工事の時点では側溝がないため側面を叩き得る場合もあったが、両者の比較をする意味で同一条件で測定した。従って鋼棒を介して弾性係数を正確な意味で求められなかった。

ここでは、舗装板の均一性のみを一応対象とするのが目的であったので、端子電圧のままの値で整理することにした。

また音速ないしは弾性係数が判つたとしても、これらとコンクリートの強度との関係についてはまだ明確に判明していない。骨材の種類・配合・水セメント比・コンクリートの含水量等の条件によつてこれ等の関係は異なってくる。このことから今回の音速の測定値からコンクリートの具体的な性質を知ることよりも、均一性にのみ注目することにしたのである。

またコンクリートが硬化してから後音速に影響を与えるものにコンクリートの含水量があるのでこれを一定にするために、野外実験は秋日の晴天が一週間続いた後これを行った。

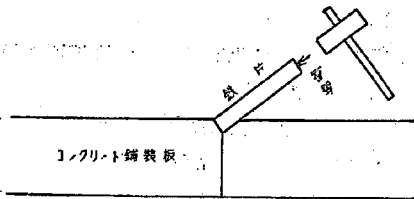


図-2 舗装板に衝撃を与える法

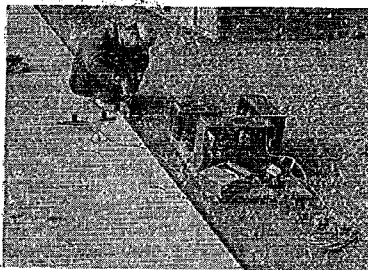


写真-1 音速測定中

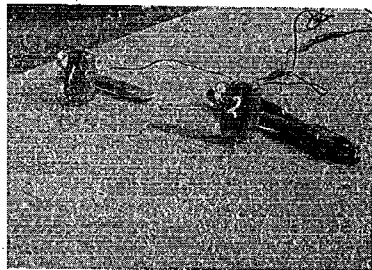


写真-2 ビックアップ

III コンクリートのスランプと出来上りコンクリートの性質

〔1〕 施工方法

スランプと音速の両方の値を求め得たのは建設省直轄の部分のみであったのでこれに限つて述べると、この工事では砂利・砂はそれぞれ1種類で粗粒率はおおの砂利 8:2 砂 1:4 であり、採取地から採取したままで粒度管理は行っていない。

パッチャープラントは、現場作りの木製プラントで骨材貯蔵ビンは砂・砂利に対して1箇所ずつ、計量は容量 600 kg 感度 10 kg のスプリング製の計量器を用い、水は容量調整のできる鋼製計量タンクを用いて計量し、

ミキサーは 16 切可傾式のものを用了。

運搬は 4t のリヤダンプトラックにより打込みにはエンジン駆動の瓜付表面パイププレートを用いて締固めた後木製タンパ、ベルト仕上げを行つた。舗装厚さは 25 cm である。

〔2〕 測定方法

前述の如く、骨材の粒度管理は行わずにスランブによる管理のみを行つて施工するような工事において、出来上りコンクリートがどの程度均一性を持ち、それがスランブとどの程度関係があるかを知るため、まずスランブの測定を数多く行つた。すなわちパッチャープラントの下でダンプトラックにミキサーからコンクリートが放出された時、1 台のトラックに 3 パッチ積載する中、その 1 パッチのスランブのみを各トラックについて毎回測定することにした。

音速については、ピックアップの間隔を 10, 20, 30 cm の 3 種類に選り、各距離と電圧との関係を示す直線の勾配から、100 cm の距離の時の電圧を求め、その値で整理することにした。測定は 250 cm おきに道路の側端に沿つて測定した。

表-1 スランブと音速

打設日	スランブ (cm)		音速 (volt)	
	σ_s	$\bar{s}$	σ_v	$\bar{v}$
6.25	0.731	2.36	0.874	4.87
6.29	0.214	3.02	0.419	5.03
7.12	0.506	2.61	0.791	4.96
7.23	0.202	2.84	0.604	5.26
7.27	0.230	2.82	0.563	5.26

〔3〕 測定結果及び考察

音速の測定は既に交通を許している所であるので、その面から測定点に制限があつたが整理は施工日毎に行い、その日一日の中のスランブの値と、その日一日に打つた舗装箇所の音速とを比較することにした。

スランブの平均値を $\bar{s}$ 標準偏差を σ_s 音速 (正確にはピ

ックアップ 100 cm 間の充電端子電圧) の平均値を $\bar{v}$ 標準偏差を σ_v とすれば表-1 の如くなる。

1. σ_s と σ_v との関係

施工中のスランブの変動を示すその標準偏差と、出来上つたコンクリートの均一性を示す音速のちらばり方すなわちその標準偏差との関係は図-3 の如く、これらの相関係数は $r=0.903$ である。このまゝでは相関性を云々できないので student 量を次式から求める。

$$t = \frac{r}{\sqrt{1-r^2}} \sqrt{n-2}$$

t : student 量

r : 相関係数

n : 資料数

これによれば $t=3.64$ で自由度 $5-2=3$ の場

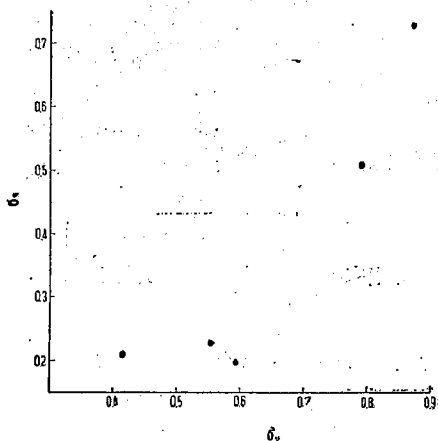


図-3 σ_s と σ_v との関係

合の $t(5\%)=3.182$ $t(1\%)=5.841$ と較べて余り高度にはないが σ_s と σ_v の相関関係はその母集団の相関係数が0でないといえる。すなわち σ_s と σ_v とは全然関係がないと云うことはないといえる。

2. $\bar{s}$ と $\bar{v}$ との関係

スランブの平均値と音速の平均値との関係は、図-4 の如く相関係数は $r=0.616$ で $t=1.35$ であるので母集団の相関係数は0、すなわち $\bar{s}$ と $\bar{v}$ とは相関性がないと云うことになる。

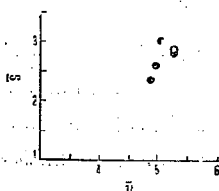


図-4 $\bar{s}$ と $\bar{v}$ との関係

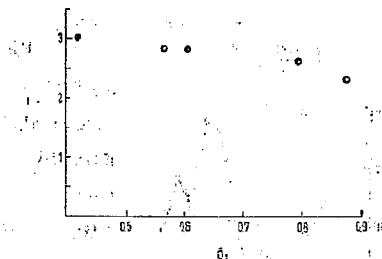


図-5 σ_v と σ_s との関係

3. σ_v と $\bar{s}$ との関係

音速の標準偏差とスランブの平均値との関係を図-5 に示す。この場合の相関係数は $r=-0.936$ であり student 量 $t=19.35$ である故、高度にこの母集団の相関係数は0でないすなわち相関性があることを示す。

〔4〕 要 約

以上 1, 2, 3, のそれぞれの結果から要約すれば、

1. スランブの変動と出来上りコンクリートの均一性は、高度ではないが相関性がある。したがって骨材管理を行わずともスランブによる作業管理を行っただけで或程度均一な舗装板を作り得る可能性がある。
2. スランブの平均値と音速の平均値との間に相関性がないことになったが図-4 から判るようにスランブの値の違いが少ないためこのような結果になったものであらうと思われる。理論的には相関性がある筈である。
3. セメント使用量を少なくしてしかも高強度のコンクリートを得るために、水量を少なくしてスランブ値の小さいコンクリートを作りそれを締固振動機で締固める方法がとられるが、締固め用振動機の性能に対してスランブの限度があり、極度に小さいスランブでは完全に締固まらないで均一性を保ち難い。今回使用した振動機のようなものでは、スランブ 3 cm 位が適当のようである。

IV 施工方法と出来上りコンクリートの均一性

〔1〕 施工方法

現在一般に我々が見ることのできるコンクリートの舗装工事は他のコンクリート工事と比較してどちらかと云えば効率的であると思われる方法をとっていることが少なくない。そこでほぼ同じ時期に建設省直轄工事と相前後して工事の行われたコンクリート舗装の出来上りの状態を音速の測定によって調べた。調査の対象とした

表-2 施工方法

施工者	混合方式	運搬方法	締固方法
A	ドラム型ミキサ定置式	ダンプ	表面バイブレータ
B	アスファルトプラント改良	ダンプ	"
C	可搬式小型ミキサ	トラック	"
D	"	"	"
E	アスファルトプラント改良	ダンプ	"
建設省	パッチャープラント 16 切可傾式	ダンプ	"

地点及びその箇所の施工法を表-2 に示す。

建設省の直轄工事を除いて何れも大同小異であり配合は殆んど容積配合が実状のようであり、従つてスランプによる作業管理も殆んど行わなかつたようである。またそのため一般に作業を殆んど人夫まかせて放任した場合にとられる施工状態であると考えて大体間違いないものであろう。

〔2〕 測定結果

測定位置は舗装板の縁端部に沿つて 250 cm 間隔で測定し、値の整理方法は前述の通りである。請負工事の箇所で表われた特徴は測定不能に陥つた箇所が多かつたことで、これはコンクリート中に hair crack ないしは空洞が存在していることを示すものである。図-6~11 に 100 cm の距離に対する充電端子電圧の値を各箇所に對して示してある。

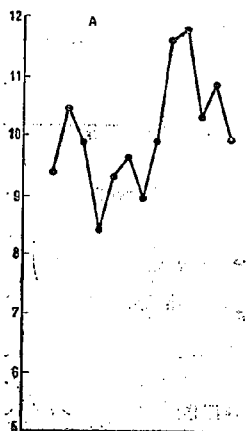


図-6 音速-1

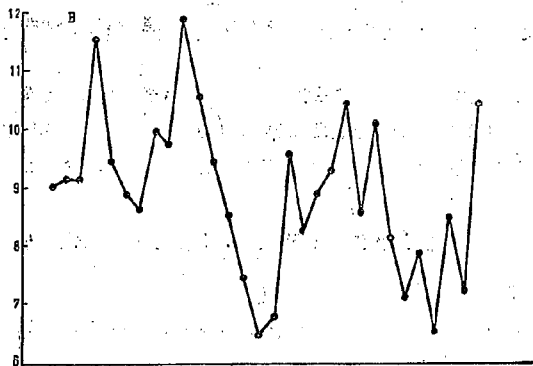


図-7 音速-2

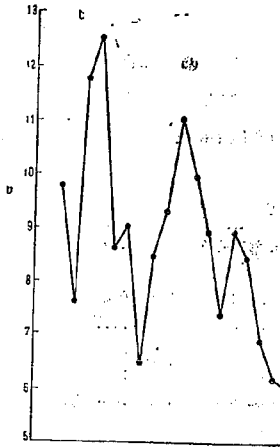


図-8 音速-3

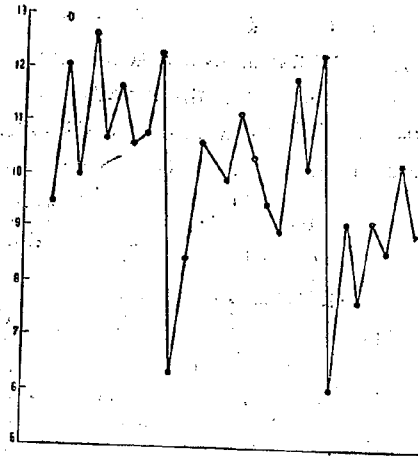


図-9 音速-4

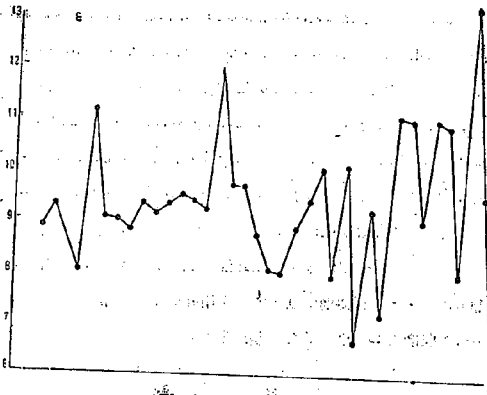


図-10 音速-5

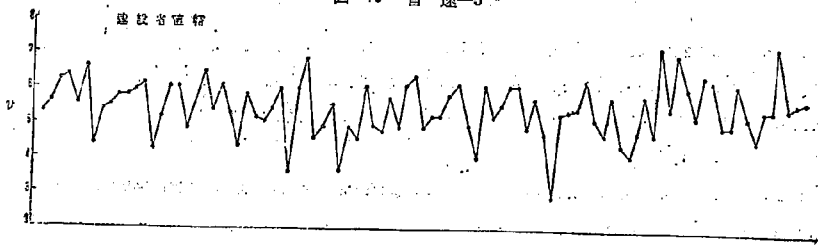


図-6 音速-11

〔3〕考 察

測定結果から施工箇所別の平均値及び標準偏差を求めれば表-3 のようになる。ここでは測定不能になった影響が含まれていないので測定不能になった場合は hair crack または空洞等の存在するコンクリートの粗なる結果であるとして、この要素も含める意味で、全測定地点数に対する測定可能地点数の百分率を求め、これで標準偏差を除しその値で比較すると表-3 S' 欄のようになる。

表-3 音速による比較

施 工 者	平 均 値 $\bar{x}$	標 準 偏 差 s	測定可能百分率 a (%)	s/a s'
建設省直轄工事	5.45	0.79	91.8	0.86
B	8.72	1.13	96.7	1.17
C	9.26	1.65	75.9	2.17
A	10.04	0.95	42.0	2.26
D	10.05	1.96	82.3	2.38
E	9.53	3.47	92.7	3.74

表-3 では平均値は大きい程、音速は遅く弾性係数は小さいことを意味し、従つてコンクリートの強度は小さいことを示している。表によれば直轄工事の地点に比して諸箇所のは約倍に近くなっている。 s' 欄によれば諸箇所は直轄の2~5倍の値を示し、この値の大きい程均一性の保たれていないことを示している。

Aの業者では硬練り等のため充分締固つておらず、空洞等のため測定不能の箇所多くその反面測定可能の地点では標準偏差は小さく割合に均一に出来上つてはいるが、平均値は大きく強度が小さいことを示している。こういう所では水量調節スランプ管理で均一なコンクリートの出来る可能性はある。Eでは測定不能になる程粗な箇所は少ない割に平均値は大きく従つて強度は低くなおかつ打込みの難なため均一性も相当おとつてゐる、これも水量が多くしかもこれの調節が完全でないことを示しているともてよからう。

以上の如く添補的にみて、きちんとした材料の計量装置を持つたプラントで、注意してスランプ管理等を行つて施工した場合と、簡単にミキサを道路傍に据えて、木箱等による容積配合でコンクリートを練つた場合とで出来上つたコンクリートの強度も均一性もかなり差が生ずることが判る。

V 結 言

以上何れも決定的な結論とは云い難いが、出来上つたコンクリートの質と施工法を結びつける一つの試みを行つたものであり、これから更に検討が進められ現場の施工法に改良が加えられることが望まれる。少なくとも道路傍に小型ミキサを置いて人夫の協同に頼つて安易に行われるような施工法は過去のものとして取り去るべきものではないかと考えられる。

最後にこの測定に関し有益な指導を与えて下さつた国鉄技研備口芳朗氏、東京工大横山功氏に深甚なる謝意を表す。

御祓橋耐力試験に関する報告

建設技官 田 原 保 二

建設技官 手 塚 薫

建設技官 国 広 哲 男

(昭和30年2月)

目 次

I ま え が き	(1)
II 試験の目的	(1)
III 設計諸元	(2)
IV 施工の概略	(4)
V 試験および測定方法	(6)
〔1〕 試験方法	(6)
〔2〕 測定方法	(7)
VI 測定結果	(8)
〔1〕 撓 み	(8)
〔2〕 歪 み	(9)
VII 測定結果に対する考察	(9)
VIII 結 び	(14)
〔附 録〕	
部材の変形に伴う P C 鋼線の附加的な影響を考慮した場合の プレストレストコンクリート門構ラーメンの計算	(15)
〔1〕 外力とその載荷法	(15)
〔2〕 不撓定力 H を求めること	(15)
〔3〕 曲げモーメント及び軸力	(28)
〔4〕 梁部における撓み曲線	(29)

I ま え が き

御祓橋は石川県七尾市内に架設された本邦最初のポストテンション方式による2鉸ラーメン橋であつて、脚柱および床版のポストテンション工はフレキシ式で行われ、スパン 9.8m、幅員 5.5 m の1等橋である。耐力試験は七尾市の依頼により当研究所がピーエスコンクリート株式会社七尾工場の協力を得て行つたもので、本報告は耐力試験を行つた結果と、併せて施工の概略を述べたものである。

II 試験 の 目 的

本邦における始めてのプレストレストコンクリートのラーメン橋であるから、設計荷重を作用せしめた際の各部の応力状態、撓み、その他を測定してその設計施工の適否を確めるとともに、今後の合理的設計、施工に

収束させるのが試験の目的である。

III 設計諸元

御旗橋の設計条件を列記すると

型 式	ポストテンション方式2鉸ラーメン橋
スパン	9.8m
高 さ	2.5m
有効幅員	5.5m
活 荷 重	第1種
衝撃係数	$i=20/50+i=0.335$
破壊強度	

1. コンクリート圧縮強度 400kg/cm^2
2. コンクリート曲げ引張強度 60kg/cm^2
3. ピアノ線 5 ϕ 引張強度 165kg/mm^2

許容応力度

1. コンクリート圧縮応力度 150kg/cm^2
2. コンクリート曲げ引張応力度 10kg/cm^2
3. コンクリート主引張応力度 7kg/cm^2
4. ピアノ線 5 ϕ 初期緊張応力度 124kg/mm^2
5. ピアノ線 5 ϕ 有効緊張応力度 90kg/mm^2

活荷重の破壊に対する安全度 2.5

断面形状の概略は図-1に示す。

死、活荷重、温度変化、コンクリートの乾燥収縮、土圧および通過載荷重などによって生ずる曲げモーメントと剪断力は表-1に示す通りであつて、この値が設計に用いられたものである。

表-1 設計に採用した曲げモーメントと剪断力

	M_R (t.m)			$M_{I/3}$ (t.m)			$H_{A \max}$ (t)		$V_{A \max}$ (t)	
	M_R	$H_A(t)$	$V_A(t)$	$M_{I/3}$	$H_A(t)$	$V_A(t)$	$H_{A \max}$	$V_{A \max}$	$H_A(t)$	$V_A(t)$
活 荷 重	-5.96	2.39	3.11	7.26	2.34	3.72	2.39	3.11	5.82	0.59
死 荷 重	-6.45	2.58	4.62	4.85	2.58	4.62	2.58	4.62	4.62	2.58
温度変化	-0.40	0.16	0	0.67	-0.27	0	0.16	0	0	0
乾燥収縮	-0.07	-1.08	0	-0.07	-1.08	0	-1.08	0	0	0
土 圧	-0.36	0.15	0.07	0	0.15	0.07	0.15	0.07	0.07	0.15
通過載荷重										
合 計	-13.24	4.20	7.80	12.71	3.72	8.41	4.20	7.89	10.51	3.32

$M_{I/3}$, M_R は梁中央点及び隅角部における曲げモーメントであり、
 H_A , V_A は支点における水平および鉛直方向の反力である。

表-2 断面の性質

	②	③	③'
断面積 cm^2	3,000	3,000	4,000
断面の図心から両縁までの距離 cm	15	15	20
断面二次モーメント cm^4	225,000	225,000	533,000
同縁に対する断面係数 cm^3	15,000	15,000	26,700

ピアノ線は梁部、脚柱部とも 12—5 を 1m 当り 4 本使用する。
 但し横付端部及び脚頭は安全側のためハンチによる断面増大を考えない。

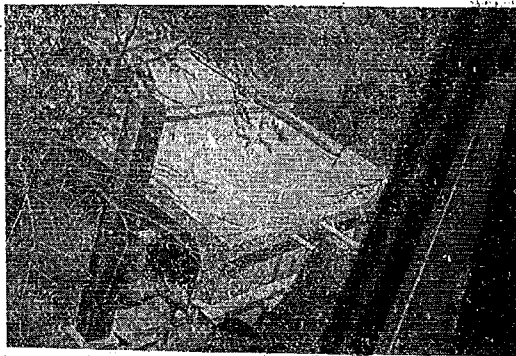


写真-1

35cm 程度であるが、上流の堰を開放した際は 85cm 程度となった。なお脚柱背後にもその水位を保持するように川水を流入させ、脚柱前後を同水位にして水圧の影響を相殺せしめた。

IV 施工の概略

(1) 使用材料

セメント	浅野ペロセメント
骨 材	細骨材 富山県 岩瀬産
	粗骨材 " 宮崎産
ピアノ線	神戸製鋼製品

(2) コンクリートの配合

コンクリートの示方配合は表-3 の通りである。

表-3 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (cm)	水セメント 比重量比 W/C%	コンクリート 1m ³ に用いるセメント量 C(kg)	コンクリート 1m ³ に用いる水量 W(kg)	スランプ (cm)	粗細骨材 重量比 G/S	コンクリート 1m ³ に用いる表 面乾燥飽和状態の骨材重量 全量(kg)	細骨材(kg)	粗骨材(kg)
2	36	420	175	3.0	1.55	1,836	720	1,116

(3) コンクリートの打込み

コンクリートの打込みは図-2 に示す番号順に施工し、その日程は表-4 に示す通りである。

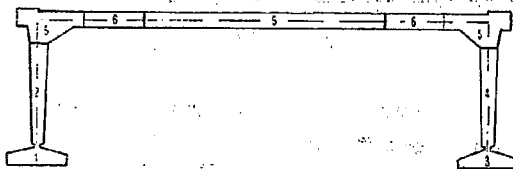


図-2 コンクリートの打込み順序

表-4 コンクリート打込日程

順序番号	日 程
1	0
2	2 日後
3	19
4	21
5	29
6	30

(4) コンクリートの圧縮強さおよび弾性係数

標準供試体によるコンクリートの圧縮強さは表-5 の通りである。番号は打込み順序の記号と同じである。

表-5 コンクリートの圧縮強さ

番号	スランブ (cm)	材令(日)	圧縮強度 (kg/cm ²)	備 考
1	3.8	6	352.2	
		28	564.4	
2	3.6	4	356.4	
		28	458.3	
3	3.8	16	441.4	応力導入日(イ)
		23	476.1	荷重試験日(ロ)
4	3.7	14	406.1	(イ)
		21	438.0	(ロ)
5	3.8	6	354.3	(イ)
		13	394.6	(ロ)
6	3.7	5	341.6	(イ)
		12	444.3	(ロ)

床版のコンクリートの4週強度における弾性係数は3ヶ所の平均が $4.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ であった。しかし荷重試験当日の材令は 12, 13 日であるので、この時におけるコンクリートの弾性係数を知る必要がある。

コンクリートの弾性係数と材令、圧縮強度などとの関係は未だ判然としない点もあると思われるが、コンクリートの弾性係数と材令との関係を与えるものの1つとして次の表-6 がある。(註参照)。これは材令 28 日における弾性係数を基準とし、これを 100% として他の材令における弾性係数を与えたものである。これを図示すれば図-3 となり、これから試験当日におけるコンクリートの弾性係数は $3.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ であると推定される。

表-6 コンクリートの材令と弾性係数

材 令	7 日	28 日	45 日	90 日	1/2 年	6 年	
E_r	76%	100%	106%	111%	118%	127%	E_{28} を 100 % とす

註 K. Sattler, Theorie der Verbundkonstruktionen, Berlin 1953, S. 3

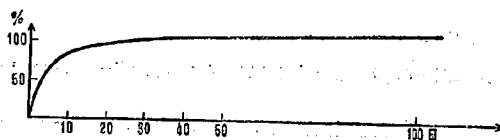


図-3 コンクリートの材令と弾性係数

(5) 応力導入方法

コンクリートに応力を導入するには、フレシネの方式を用いた。その際の諸数値を表-7に示す。

表-7 応力導入結果

区 分 分 類	脚張張	床版張張	床版横 方向張張
ゲージ圧力 kg/cm^2	330	360	330
張張圧力 t/12本	25.6	28.2	25.6
伸び(平均) cm	2.0	7.0	3.8

(6) その他

応力の導入が終ってから直ちにグラウチングを行い型枠は最終のコンクリートの打込みから6日後に取り除いた。

V 試験および測定方法

(1) 試験方法

設計荷重のうちまだ施工されていない舗装、高欄による死荷重と、設計に用いた活荷重、その他によつて床版中央と隅角部に生ずる曲げモーメントと等値の曲げモーメントをスパン中央に対称な2点載荷によつて、上記の部分に起さしめる載荷方法をとつた。この際の2点間距離は150cmで荷重は4.286t/mを要する。荷重の幅は版としての影響を除くために6m一杯にとる。しかし載荷作業の関係上、約2.950t/mにとりよめた。表-8に使用した荷重を列記した。

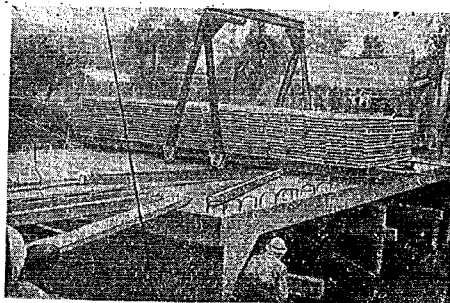


写真-2

写真-2は全部の荷重を載せた状態を示すもので、中央の門型の枠は既設を運搬するための車輪のついた吊

表-8 荷重表

載荷記号	荷重名称	数量 (枚)	重量 (t)	累加重量 (t)	単位重量 (t/m)	累加単位重量 (t/m)
I	陡壁	5	8.250	8.250	0.6875	0.6875
II	矢板	152	7.752	16.002	0.646	1.3335
III	"	194	9.894	25.896	0.8245	2.1580
IV	"	194	9.894	35.790	0.8245	2.9825

金枠である。これは測定の際には中央に置いた。その載荷位置を図-4に示す。

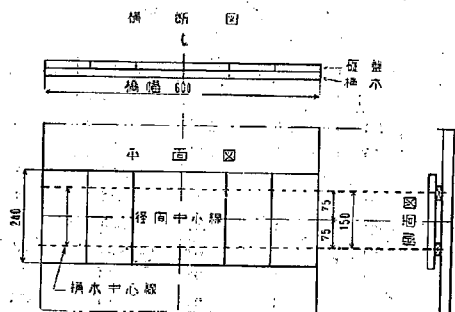


図-4 載荷位置

(2) 測定方法

表-8の載荷順序によつて4回測定した後25分間放置して測定し、荷重の除去もこの反対の順序にしたがつて測定を行い、全部を取り除いた後同じく25分間放置して測定したが、載荷および除去には各々3時間20分を要した。この間隔は精度1/100mmのダイヤルゲージにより、各部の歪みは精度 10^{-6} の抵抗線歪計によつて測定した。ダイヤルゲージは橋下面に橋樑中心線に沿つて7ヶ所設置し、脚柱にそれぞれ3ヶずつ取り付

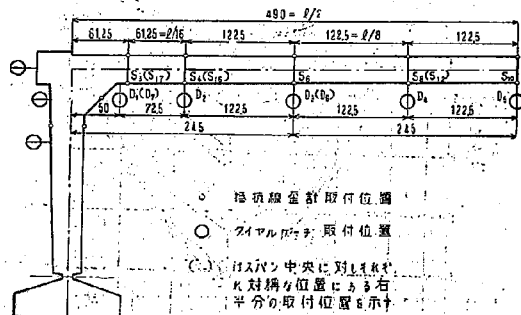


図-5 ダイヤルゲージ及び抵抗線歪計取付位置略図

けた。歪みは床板の上、下面、脚柱の内、外側に計 36 点について測定した。それらの取り付け位置の略図を示せば図-5 の通りである。歪計も橋幅中心線上に貼ったのであるが、1/2 点と 1/4 点は、上、下流側の端にも貼り付けた。この他にヒューゲンベルガー歪計を 1/2 点の上流側下縁に 1 枚取り付けけた。

VI 測定結果

〔1〕 撓 み

ダイヤルゲージによって測定した床板の撓み実測値は表-9 に示す通りである。ダイヤルゲージの位置は右

表-9 撓 み 表 (10⁻³mm)

ダイヤルゲージ位置 測定番号	D ₁ 50.00cm	D ₂ 122.5cm	D ₃ 245cm	D ₄ 367.5cm	D ₅ 490cm	D ₆ 735cm	D ₇ 930cm	備 考
1	21	38	73	105	116	68	11	8.250t
2	42	74	148	203	230	135	26	16.002t
3	81	137	264	365	396	242	56	25.896t
4	141	227	415	557	609	387	100	35.790t
5	146	254	428	582	639	410	114	25分放置
6	132	230	354	474	532	324	112	25.896t
7	124	182	303	389	425	263	106	16.002t
8	117	147	235	302	330	203	84	8.250t
9	97	126	175	205	225	155	67	0
10	96	124	174	196	218	154	67	15分放置
11	94	123	174	196	217	154	67	25分放置

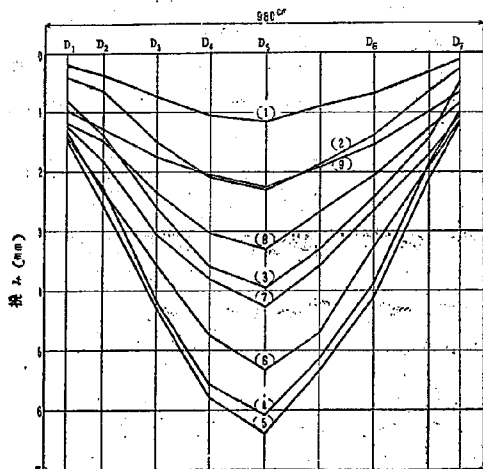


図-6 撓み曲線

岸を基点としたものである。図-6 に表-9 の測定番号9までの撓み曲線を描いた。

〔2〕 歪 み

図-5 に示す床版下縁に貼りつけた抵抗線歪計によって記録した歪みは表-10の通りである。その位置は右岸を基点としたものであり、図-7 に測定番号(1)から(4)までの歪み曲線を示した。

なお、スパン中央下縁に取り付けたヒューゲンベルガー歪計の読みは表-11に示す通りである。

表-10 歪 み 表 (単位: 10^{-6})

抵抗線ゲージ番号 測定番号	S_3 61.23cm	S_4 122.5cm	S_n 245cm	S_8 377.5cm	S_{10} 493cm	S_{12} 612.5cm	S_{16} 857.5cm	S_{17} 918.75cm	備 考
1	-27.5	-20.5	0	16.0	22.0	18.0	-21.5	-24.5	8.250($W=0.6875t/m$)
2	-53.0	-31.0	5.0	28.5	43.0	31.5	-29.0	-47.0	16.002($W=1.3335 "$)
3	-80.0	-48.5	2.5	56.5	73.5	52.5	-43.5	-72.0	25.896($W=2.1580 "$)
4	-111.0	-69.5	7.5	73.5	93.5	70.5	-64.5	-104.0	35.790($W=2.9825 "$)
5	-115.5	-70.0	5.0	74.0	100.5	71.0	-65.5	-110.5	25分放置

表-11 歪み表 (単位: 10^{-6})

測定番号 計器番号	1	2	3	4	5
H_1	22.0	43.5	72.0	96.5	96.5

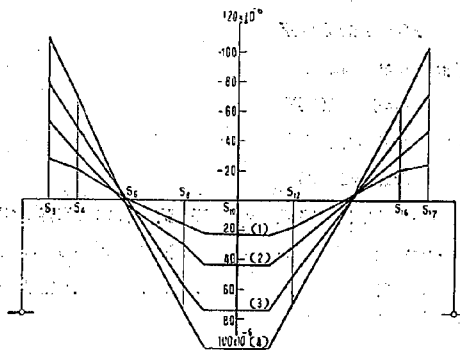


図-7 歪み曲線

VII 測定結果に対する考察

耐力試験により床版下縁における歪みと撓みを測定したのであるが、これらの測定値に対して部材の変形に伴う P C 鋼線の附加緊張力、弛緩力の影響を考慮した厳密な歪みと撓みの計算を行って考察を加えてみたい。

プレストレストコンクリート構造物が外荷重を受けると、各部材に起る軸力、曲げモーメントにより部材に変形が生じ、これがまた P C 鋼線に附加緊張力または弛緩力を招来し、そのために 2 次的な附加軸力、曲げモーメントが起る。実際構造物に現われる軸力、曲げモーメントは外荷重によるものと P C 鋼線の附加緊張力または弛緩力によるものとが合成されたものであつて、後者の影響は不静定構造物においては、特に不静定力に關係し無視し得ないものと考えられる。

以下に、先ず本試験におけるような載荷状態についてプレストレストコンクリート門構ラーメンの厳密計算法（附録……部材の変形に伴う P C 鋼線の附加的な影響を考慮した場合のプレストレストコンクリート門構ラーメンの計算）を示し、これを本橋の場合に適用し、実測した応力、撓み並びに慣用計算法により求めた値などを、種々対比して検討を試みていきたいと思う。

なお、本橋の場合には上記厳密計算に用いた断面諸数値は次の通りである。

$$\begin{array}{ll} A_{s1}=9.41\text{cm}^2 & A_{s2}=9.41\text{cm}^2 \\ A_1=3,000\text{cm}^2 & A_2=4,000\text{cm}^2 \\ I_1=225,000\text{cm}^4 & I_2=533,00\text{cm}^4 \\ e_A=12.5\text{cm} & e_B=9\text{cm} \quad e_C=11\text{cm} \end{array}$$

(1) 不静定力

不静定力は P C 鋼線の附加的な影響を考慮にいれない場合の普通のラーメンの計算、すなわち慣用計算法によつて計算すれば

$$H_0=0.89293 \cdot W$$

である。これを厳密計算法により求めれば

$$H=0.91309 \cdot W$$

となり、慣用計算法に比べ大きな値を与え

$$H/H_0=1.023$$

である。このことは前にも書いたごとく P C 鋼線の附加緊張、弛緩力による影響は不静定構造物においては不静定力に關係するので、この影響を無視し得ないと云うことを裏書きしているものであり、これがため当然構造物各部の応力状態、撓みなどは慣用計算法によるものとは変わつてくると云う結果となる。

(2) 曲げモーメント

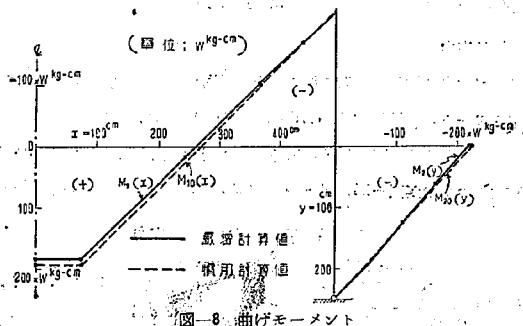
構造物各部における曲げモーメントを厳密計算法、慣用計算法によりそれぞれ求め比較したのが表-12、図-8 であり、これから分るように梁部中央点においては、P C 鋼線の附加的な影響により曲げモーメントは小さくなり、慣用計算法による曲げモーメントの約 96 % である。脚柱部における應力は上端においては慣用計算値より小さく下方ではごく僅か大きくなる。

但し次表中、 x は梁中央点、 y は脚柱上端を基準として測つたものである。 $M_1(x)$ $M_2(y)$ は厳密計算法に

表-12 曲げモーメント

梁部		(単位: $Wkg\cdot cm$)					
x	0	75.0cm	122.5cm	245.0cm	367.5cm	437.5cm	490.0cm
$M_1(x)$	184.984	185.403	139.603	19.939	-102.441	-171.533	-220.832
$M_{10}(x)$	191.768	191.768	144.268	22.768	-100.733	-170.733	-223.233
脚柱部		(単位: $Wkg\cdot cm$)					
y	0	62.5cm	125.0cm	187.5cm	250.0cm		
$M_2(y)$	-220.882	-166.500	-111.743	-56.040	0		
$M_{20}(y)$	-223.233	-167.424	-111.616	-55.898	0		

よる値, $M_{10}(x)$, $M_{20}(y)$ は慣用計算法による値を示し, 何れも単位は $Wkg\cdot cm$ である。



(3) 軸方向力

梁部および脚柱部における軸方向力の経過を厳密計算法と慣用計算法により比較したのが表-13, 図-9 であり, 慣用計算法では梁部, 脚柱部についてそれぞれ一定であるのに対して厳密計算法では複雑な経過を示している。

表-13 軸方向力 (単位: Wkg)

梁部		(単位: Wkg)					
x	0	75.0cm	122.5cm	245.0cm	367.5cm	437.5cm	490.0cm
$N_1(x)$	1.375	1.355	1.217	0.925	0.903	1.096	1.364
$N_{10}(x)$	0.893	0.893	0.893	0.893	0.893	0.893	0.893
脚柱部		(単位: Wkg)					
y	0	62.5cm	125.0cm	187.5cm	250.0cm		
$N_2(y)$	1.267	1.145	1.038	1.004	0.987		
$N_{20}(y)$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		

但し上表中 $N_1(x)$, $N_2(y)$ は厳密計算法による値, $N_{10}(x)$, $N_{20}(y)$ は慣用計算法による値を示すものであり, 単位は何れも $W \text{ kg}$ である。

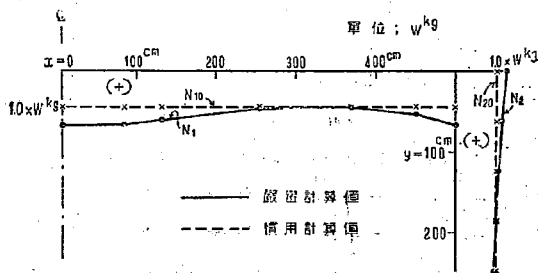


図-9 軸方向力

(4) 梁部下縁における応力

歪みの測定位置はスパン中央に対して対称であり, その平均値をもつて各位点における歪みとし, これに前述した試験当時のコンクリートの弾性係数 $E_c = 3.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ を乗じて実測応力値とした。 $W = 1,333.5 \text{ kg}$, $2,153.0 \text{ kg}$, $2,982.5 \text{ kg}$ の各荷重毎における実測応力値, 厳密計算法により求めた応力値及び慣用計算法により求めた応力値とを対比したものが表-14, 図-10 である。

表-14 梁部下縁における応力

(単位: kg/cm^2)

x	$W = 1,333.5 \text{ kg}$			$W = 2,153.0 \text{ kg}$			$W = 2,982.5 \text{ kg}$		
	実測値	σ_l	σ_{l0}	実測値	σ_l	σ_{l0}	実測値	σ_l	σ_{l0}
0 cm	15.1	15.8	16.7	25.7	25.6	27.0	34.8	35.4	37.3
75.0 cm		15.9	16.7		25.7	27.0		35.5	37.3
122.5 cm	10.5	11.9	12.4	18.7	19.2	20.1	25.2	26.6	27.8
245.0 cm	1.8	1.4	1.6	0.9	2.2	2.6	2.6	3.0	3.7
367.5 cm	-10.5	-9.5	-9.4	-16.1	-15.4	-15.1	-23.4	-21.3	-20.9
437.5 cm	-17.5	-15.7	-15.6	-23.6	-23.5	-25.2	-37.6	-35.2	-34.8
490.0 cm		-20.2	-20.2		32.8	-32.8		-45.3	-45.3

但し上表中 σ_l , σ_{l0} はそれぞれ厳密計算法, 慣用計算法により求めた値を示し, 単位は何れも kg/cm^2 で, +は引張応力, -は圧縮応力を示す。 x は梁中央点を 0 として測つたものである。

これらの表や図から分るごとく, 実測応力値と慣用計算法により求めた応力値との間には可成りの差がある。しかしこれを F C 鋼線の附加的な影響を考慮に入れた厳密計算値と比較すると可成りよく一致してくるが未だ完全な一致を示しているとは云えない。図-10において実測値は計算値の曲線の上側に出てくる傾向を示している。すなわち応力の 0 となる点が計算上の応力 0 点よりもやや内側へ偏つたところになる傾向があると云う事実を否めることはできない。これらの原因については脚柱下端における実際の鉄の固定端などが問題になってくると考えられるが, これらの点の究明については今後の実験研究に俟つたいと思う。結論的に云つ

て梁部下縁における実測応力値と慣用計算値との間には可成りの差があるが、厳密計算を行えば大体之を一致させることができた。

(5) 梁部における撓み

撓みの測定結果から支点沈下と撓みの残留量が相当大きいと云うことが眼につく。撓みの残留量が総撓み量の約1/4もあり、本試験は橋体材料の弾性範囲内で行つたのに撓みの残留量がこのように大きい理由としては試験当日の梁部の材令が約2週間程度であつたこと、載荷および載荷除去に要した時間の影響、および桁の行つた仕事によるものなどが考えられる。コンクリートの弾性範囲内における載荷試験に際して、荷重と撓み、応力と歪みなどの描く履歴曲線については不明の点が多分にあるが、次のように考えて弾性的な撓み量を求めるのが最も合理的であろうと思われる。荷重-撓み曲線を描くと図-11に示すような履歴曲線を示す。 $A'BCDA'$ が撓み試験により桁が行つた仕事であり、撓みの増加線と減少線との間に挟まれた $CDA'D'C/C$ は上述の現象その他によつて消費されたエネルギーである。したがつて前者から後者を差し引いた $A'BC'D'A'$ が弾性的に働いたエネルギーとなる。この面積をもつて原点から撓み線を描くと傾線 CA となつて、これが弾性的な撓みである。若し点 $C'A'$ を撓みの減少線がたどるならば、 CA は $C'A'$ に平行となる。

本橋について弾性撓みを求めるに当つては、撓みの減少線はほぼ直線的となるので、先ず支点沈下の影響を除き、撓みの減少線 $A'D'C'$ から残留撓み量 CC' を差し引くことにより算出した。

このようにして算出した弾性撓みと厳密計算法により求めた値、慣用計算法により求めた値とを比較したものが表-15、図-12である。

但し次表中 $w(x)$, $w'(x)$ はそれぞれ厳密計算法、慣用計算法によつて求めた値を示し、何れも梁端の点を0とし下向きに正としたものであり、 x は梁中央点を0にとつて測つたものである。

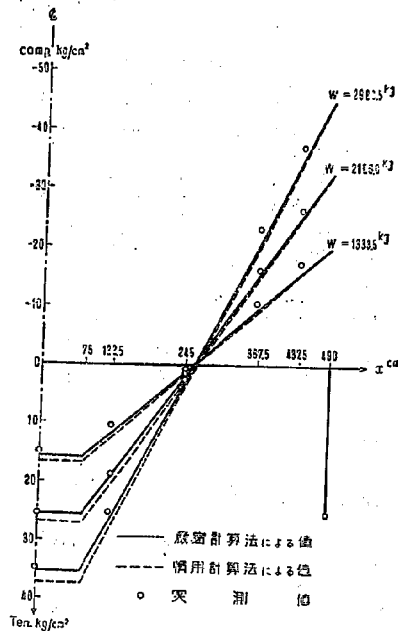


図-10 梁部下縁における応力

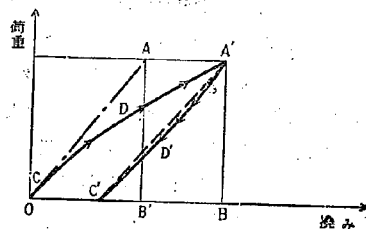


図-11 荷重-撓み履歴曲線

表-15 梁部における撓み

(単位: mm)

x	W=1,838.5kg			W=2,153.0kg			W=2,982.5kg		
	実測値	η'	η_0	実測値	η'	η_0	実測値	η'	η_0
0 cm	1.00	1.62	1.83	2.87	2.94	3.05	3.94	4.07	4.21
75.0cm		1.73	1.79		2.80	2.90		3.87	4.00
122.5cm	1.55	1.59	1.64	2.49	2.57	2.65	3.57	3.55	3.67
245.0cm	0.98	1.04	1.05	1.54	1.68	1.69	2.34	2.32	2.34
367.5cm	0.36	1.39	0.39	0.64	0.63	0.64	1.03	0.87	0.88
440.0cm	0.13	0.13	0.12	0.20	0.20	0.19	0.23	0.28	0.26
490.0cm	0	0	0	0	0	0	0	0	0

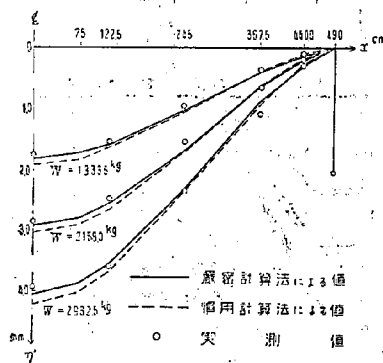


図-12 梁部における撓み

これらの表や図から分るごとく、実測値と慣用計算値との間にはかなりの差が認められるが、厳密計算値は実測値によく近ずきはと一致した値を与える。しかしながらこの場合にも実測値はごく僅かではあるが計算値よりも小さくなると言う傾向が見られ、応力の場における結果とよく符号している。

VIII 結 び

プレストレストコンクリート構造の土木構造物特に橋梁の分野における最近の進出はまことにめざましいものがある。しかしながら新しい技術は、理論的研究とその臨実な実験的研究の裏付けとにより更に進歩す

るもので、その意味から本邦最初のプレストレストコンクリートラーメン橋である御蔵橋について以上の実験を行い得たことは非常に意義のあることであつた。

プレストレストコンクリート構造物は他の構造物と異なり、P C鋼線により常に2次的な影響が派生する。このことは上述の試験結果からも、慣用の計算値と実測値との間にはかなりの差が認められるが、これをP C鋼線の附加的な緊張、弛緩力を考慮に入れた厳密計算を行えば大体実測値と一致してくると言うことからもうなずける。この部材の変形に伴うP C鋼線の影響はある種の構造物では無視し得ないものと考えられる。特に不静定構造物では不静定力に関係するので、このP C鋼線の附加的な影響に対する考慮が必要である。これらの影響が門橋ラーメンにおける例においてどの程度のものであるかは考察において既に述べたとおりである。最後に本実験に当り御協力を賜った七尾市当局、ピースコンクリート株式会社に対し、厚く謝意を表するものである。

〔附 録〕

部材の変形に伴なり P C 鋼線の附加的な影響を考慮した場合のプレストレストコンクリート門脚ラーメンの計算

〔1〕 外力とその載荷法

載荷状態は図-1 の左端のごとく対称であり、このことは□-1(a), (b) に分けて考えることにより計算を非常に簡単にする。図-2 は以下の計算に用いる門脚ラーメンの寸法、断面諸元の表示である。

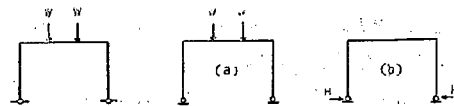
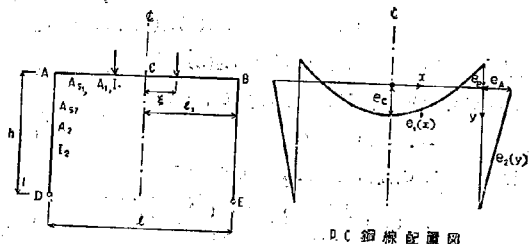


図-1 載荷状態



P C 鋼線配置図

A_3 梁部における P C 鋼線の断面積

A_2 脚柱部における

A_1 梁部断面積

A_2 脚柱部断面積

I_1 梁部断面 2 次モーメント

I_2 脚柱部断面 2 次モーメント

図-2 断面諸元の表示

〔2〕 不静定力 H を求めること

(a) 脚柱下端 D, E, が自由に水平に移動し得るとき外力 W による D, E の変位を求めること。

(i) 梁端部 A, B の回転角と梁 l の長さの変化

梁の中央 C 点を x の原点とし、梁部の P C 鋼線の位置を梁の中立軸に対し次式により仮定する。

$$e_1(x) = e_n - \frac{e_n + e_o}{l_1^2} x^2$$

但し

$$l_1 = \frac{l}{2} \quad e_n, e_o \geq 0$$

また往の上端を y の原点とし下方に $y > 0$ により脚柱部の P C 鋼線の位置を脚柱部の中立軸に対し次式に

より仮定する。

$$e_2(y) = e_1' \left(1 - \frac{y}{h} \right) \quad e_2 \geq 0$$

PC鋼線の附加緊張または弛緩力を梁部、脚柱部について、それぞれ $\Delta P_1(x)$, $\Delta P_2(x)$ とする。但し $\Delta P_1(x)$, $\Delta P_2(x)$ は何れも緊張増加の場合を正とし、このときにはコンクリートには圧縮力が働く。

外力 W による梁部の単純桁としての曲げモーメント $M_{1W}(x)$ は

$$\begin{aligned} M_{1W}(x) &= W(l_1 - \xi) & 0 \leq x \leq \xi \\ &= W(l_1 - x) & \xi \leq x \leq l_1 \end{aligned}$$

PC鋼線の緊張力の変化により附加的に生ずる曲げモーメントを加えると、梁における曲げモーメント $M_{1W}(x)$ は下向き曲げの場合に $M_{1W}(x) > 0$ にとれば

$$\begin{aligned} M_{1W}(x) &= M_{1W}(x) - \Delta P_1(x) e_1(x) + m_{1W} \\ &= W(l_1 - \xi) - \Delta P_1(x) e_1(x) + m_{1W} & 0 \leq x \leq \xi \\ &= W(l_1 - x) - \Delta P_1(x) e_1(x) + m_{1W} & \xi \leq x \leq l_1 \end{aligned}$$

但し こゝに $m_{1W} = \Delta P_2(0) e_2(0)$

また梁に働く軸力 $N_{1W}(x)$ は圧縮の場合に $N_{1W}(x) > 0$ として

$$N_{1W}(x) = \Delta P_1(x) \quad 0 \leq x \leq l_1$$

次に任意の x 断面においてPC鋼線の位置における応力は

$$\sigma_{1W}(x) = \frac{N_{1W}(x)}{A_1} - \frac{M_{1W}(x)}{I_1} e_1(x) \quad 0 \leq x \leq l_1$$

中立軸の位置における応力は

$$\sigma_{1W0}(x) = \frac{N_{1W}(x)}{A_1} \quad 0 \leq x \leq l_1$$

$\sigma_{1W}(x)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\delta \delta x}{\delta x} \right)_W$ は、縮みの場合 $(\delta \delta x)_W > 0$ (但し $\delta x > 0$ とする) と考え

$$\begin{aligned} \left(\frac{\delta \delta x}{\delta x} \right)_W &= \frac{1}{E_\sigma} \sigma_{1W}(x) \\ &= \frac{1}{E_\sigma} \left\{ \frac{\Delta P_1(x)}{A_1} - \frac{W(l_1 - \xi)}{I_1} e_1(x) + \frac{\Delta P_1(x)}{I_1} e_1^2(x) - \frac{m_{1W}}{I_1} e_1(x) \right\} \\ & \quad 0 \leq x \leq \xi \\ &= \frac{1}{E_\sigma} \left\{ \frac{\Delta P_1(x)}{A_1} - \frac{W(l_1 - x)}{I_1} e_1(x) + \frac{\Delta P_1(x)}{I_1} e_1^2(x) - \frac{m_{1W}}{I_1} e_1(x) \right\} \\ & \quad \xi \leq x \leq l_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore (\delta \delta x)_W &= \frac{1}{E_\sigma I_1} \left[\Delta P_1(x) \left\{ \frac{I_1}{A_1} + e_1^2(x) \right\} - W(l_1 - \xi) e_1(x) - m_{1W} e_1(x) \right] \delta x \\ & \quad 0 \leq x \leq \xi \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{E_c I_1} \left[dP_1(x) \left\{ -\frac{I_1}{A_1} + \varepsilon_1^2(x) \right\} - W(l_1 - x)e_1(x) - m_1 w e_1(x) \right] \delta x$$

$$\xi \leq x \leq l_1$$

一方

$$(d\delta x)_w = -\frac{1}{E_s A_{s1}} dP_1(x) \delta x \quad 0 \leq x \leq l_1$$

$$\therefore dP_1(x) = \frac{W(l_1 - \xi) \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + \frac{m_1 w \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2}$$

$$0 \leq x \leq \xi$$

$$= \frac{W(l_1 - x) \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_2)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + \frac{m_1 w \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2}$$

$$\xi \leq x \leq l_1$$

但し上式中

$$e = e_n + e_c \geq 0, \quad k_1^2 = -\frac{I_1}{A_1} > 0, \quad \mu_2 = \frac{E_c A_1}{E_s A_{s1}} \text{ とする.}$$

また

$$(d\delta x)_{w0} = \frac{1}{E_c} \sigma_{1w0}(x) \delta x = \frac{1}{E_c A_1} dP_1(x) \delta x$$

$$= \frac{1}{E_c A_1} \left\{ \frac{W(l_1 - \xi) \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + \frac{m_1 w \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} \right\} \delta x$$

$$= \frac{1}{E_c A_1} \left\{ W f_{11}(x) \delta x + m_1 w f_{13}(x) \delta x \right\} \quad 0 \leq x \leq \xi$$

$$= \frac{1}{E_c A_1} \left\{ \frac{W(l_1 - x) \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + \frac{m_1 w \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} \right\} \delta x$$

$$= \frac{1}{E_c A_1} \left\{ W f_{12}(x) \delta x + m_1 w f_{10}(x) \delta x \right\} \quad \xi \leq x \leq l_1$$

また

$$M_{1w}(x) = \frac{W(1 + \mu_1)k_1^2(l_1 - \xi)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + \frac{m_1 w(1 + \mu_1)k_1^2}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2}$$

$$= W\varphi_{11}(x) + m_1 w\varphi_{13}(x) \quad 0 \leq x \leq \xi$$

$$= \frac{W(1 + \mu_1)k_1^2(l_1 - x)}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + \frac{m_1 w(1 + \mu_1)k_1^2}{(1 + \mu_1)k_1^2 + \left(e_c - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2}$$

$$= W\varphi_{12}(x) + m_1 w\varphi_{10}(x) \quad \xi \leq x \leq l_1$$

梁の長さの変化は $l_1=l/2$ に対して Δl_{1W} とし、縮みの場合で $\Delta l_{1W}>0$ にとれば

$$\Delta l_{1W} = \int_0^{l_1} (\delta \delta x)_{W0} = \frac{1}{E_c A_1} \left\{ W \left(\int_0^{\xi} f_{11}(x) dx + \int_{\xi}^{l_1} f_{12}(x) dx \right) + m_{1W} \int_0^{l_1} f_{10}(x) dx \right\} \quad \text{..... ①}$$

また梁端部 A, B の回転角 $\delta \theta_{1W}$ は下向きの回転を $\delta \theta_{1W}>0$ にとれば

$$\begin{aligned} \delta \theta_{1W} &= \frac{1}{E_c I_1} \int_0^{l_1} M_{1W}(x) dx \\ &= \frac{1}{E_c I_1} \left\{ W \left(\int_0^{\xi} \varphi_{11}(x) dx + \int_{\xi}^{l_1} \varphi_{12}(x) dx \right) + m_{1W} \int_0^{l_1} \varphi_{10}(x) dx \right\} \quad \text{..... ②} \end{aligned}$$

(ii) 脚柱下端 D, E, の変位と柱長 h の長さの変化

柱に生ずる曲げモーメント $M_{2W}(y)$ は門構の内側への曲げを $M_{2W}(y)>0$, 軸力 $N_{2W}(y)$ は圧縮の場合を $N_{2W}(y)>0$ とする。しかるときは

$$M_{2W}(y) = \Delta P_2(y) e_2(y) + m_{2W} \left(1 - \frac{y}{h} \right) \quad 0 \leq y \leq h$$

$$\text{但し, ここに} \quad m_{2W} = -\Delta P_1(l_1) e_1(l_1)$$

$$N_{2W}(y) = W + \Delta P_2(y)$$

次に任意の y 断面において PC 鋼線 の位置における応力は

$$\sigma_{2W}(y) = \frac{N_{2W}(y)}{A_2} + \frac{M_{2W}(y)}{I_2} e_2(y) \quad 0 \leq y \leq h$$

中立軸の位置における応力は

$$\sigma_{2W0}(y) = \frac{N_{2W}(y)}{A_2} \quad 0 \leq y \leq h$$

$\sigma_{2W}(y)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\delta \delta y}{\delta y} \right)_{W}$ は縮みのとき $(\delta \delta y)_{W}>0$ (但し $\delta y>0$) とすれば

$$\left(\frac{\delta \delta y}{\delta y} \right)_{W} = -\frac{1}{E_c} \sigma_{2W}(y)$$

$$= -\frac{1}{E_c} \left\{ \frac{W}{A_2} + \frac{\Delta P_2(y)}{A_2} + \frac{\Delta P_2(y)}{I_2} e_2^2(y) + \frac{m_{2W} \left(1 - \frac{y}{h} \right)}{I_2} e_2(y) \right\} \quad 0 \leq y \leq h$$

$$\therefore (\delta \delta y)_{W} = -\frac{1}{E_c I_2} \left[\Delta P_2(y) \left\{ \frac{I_2}{A_2} + e_2^2(y) \right\} + W \frac{I_2}{A_2} + m_{2W} \left(1 - \frac{y}{h} \right) e_2(y) \right] \quad 0 \leq y \leq h$$

$$\therefore (\delta \delta y) = -\frac{1}{E_s A_{s2}} \Delta P_2(y) \delta y \quad 0 \leq y \leq h$$

$$\therefore \Delta P_2(y) = -\frac{W k_2^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h} \right)^2} - \frac{m_{2W} e_A \left(1 - \frac{y}{h} \right)^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h} \right)^2}$$

$$0 \leq y \leq h$$

但し $\mu_2 = \frac{E_e A_2}{E_s A_{s2}} > 0, \quad k_2^2 = -\frac{I_2}{A_2} > 0$ とする

また

$$\begin{aligned} (d\delta y)_{w0} &= -\frac{1}{E_c} \sigma_{2w0}(y) \delta y = -\frac{1}{E_c A_2} \{W + dP_2(y)\} \delta y \\ &= -\frac{1}{E_c A_2} \left[\left\{ W - \frac{W k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\} - \frac{m_{2w} e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right] \delta y \\ &= -\frac{1}{E_c A_2} \left[W \left\{ 1 - \frac{k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{m_{2w}}{e_A} \left\{ 1 - \frac{(1+\mu_2)k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\} \right] \delta y \\ &= -\frac{1}{E_c A_2} \left\{ W f_2(y) \delta y + m_{2w} f_{20}(y) \right\} \delta y \end{aligned}$$

また

$$\begin{aligned} M_{2w}(y) &= -\frac{W k_2^2 e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} + \frac{m_{2w} (1+\mu_2)k_2^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \\ &= W \varphi_2(y) + m_{2w} \varphi_{20}(y) \end{aligned} \quad 0 \leq y \leq h$$

したがって柱の長さの変化を Δh_{2w} とし、縮みの場合を $\Delta h_{2w} > 0$ にとれば

$$\Delta h_{2w} = \int_0^h (d\delta y)_{w0} = -\frac{1}{E_c A_2} \left(W \int_0^h f_2(y) dy + m_{2w} \int_0^h f_{20}(y) dy \right) \quad ③$$

$$0 \leq y \leq h$$

また梁下端 D, E の曲げによる変位 Δl_{2w} は門脚の外側への変化のとき $\Delta l_{2w} > 0$ とし

$$\Delta l_{2w} = \frac{1}{E_c I_2} \left(W \int_0^h \int_0^h \varphi_2(y) dy dy + m_{2w} \int_0^h \int_0^h \varphi_{20}(y) dy dy \right) \quad ④$$

$$0 \leq y \leq h$$

(iii) W による脚柱下端 D, E の全変位

Δw を W による脚柱下端 D, E の全変位とし、門脚の外側方向への変位を $\Delta w > 0$ にとれば

$$\begin{aligned} \Delta w &= (h - \Delta h_{2w}) \Delta \theta_{1w} - \Delta l_{1w} + \Delta l_{2w} \\ &= h \Delta \theta_{1w} - \Delta l_{1w} + \Delta l_{2w} \end{aligned} \quad ⑤$$

(b) 脚柱下端 D, E が自由に水平に移動し得るとき、不静定力 H による D, E の変位を求むること

(i) 梁端部 A, B の回転角と梁長 l の長さの変化

(a) と同様と考えて、 H を門脚の外側より内側に働く場合を $H > 0$ にとれば、 H による梁の曲げモーメン

但し $\mathfrak{M}_{1H}(x)$ は下向き曲げの場合を $\mathfrak{M}_{1H}(x) > 0$ とし

$$\mathfrak{M}_{1H}(x) = -Hh \quad 0 \leq x \leq l_1$$

PC鋼線の緊張力の変化を梁部, 脚柱部についてそれぞれ $\angle Q_1(x)$, $\angle Q_2(y)$, 但し何れも緊張増加の場合を $\angle Q_1(x) > 0$, $\angle Q_2(y) > 0$ とすれば, 梁に働く全体の曲げモーメント $M_{1H}(x)$, 軸力 $N_{1H}(x)$ はそれぞれ

$$\begin{aligned} M_{1H}(x) &= \mathfrak{M}_{1H}(x) - \Delta Q_1(x)e_1(x) + m_{1H} \\ &= -Hh - \Delta Q_1(x)e_1(x) + m_{1H} \quad 0 \leq x \leq l_1 \end{aligned}$$

$$\text{但し} \quad m_{1H} = \Delta Q_2(0)e_2(0)$$

$$N_{1H}(x) = H + \angle Q_1(x) \quad 0 \leq x \leq l_1$$

但し $M_{1H}(x)$ は下向き曲げの場合 $M_{1H}(x) > 0$, $N_{1H}(x)$ は圧縮の場合 $N_{1H}(x) > 0$ とする.

しかるときは任意の断面 x において, PC鋼線の位置における応力は

$$\sigma_{1H}(x) = \frac{N_{1H}(x)}{A_1} - \frac{M_{1H}(x)}{I_1} e_1(x) \quad 0 \leq x \leq l_1$$

また中立軸の位置における応力は

$$\sigma_{1H0}(x) = \frac{N_{1H}(x)}{A_1} \quad 0 \leq x \leq l_1$$

$\sigma_{1H}(x)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\delta \delta x}{\delta x}\right)_H$ は縮みの場合で $(\delta \delta x)_H > 0$ (但し $\delta x > 0$) にとると

$$\begin{aligned} \left(\frac{\delta \delta x}{\delta x}\right)_H &= \frac{1}{E_c} \sigma_{1H}(x) \\ &= \frac{1}{E_c} \left\{ \frac{H}{A_1} + \frac{\Delta Q_1(x)}{A_1} + \frac{Hh}{I_1} e_1(x) + \frac{\Delta Q_1(x)}{I_1} e_1^2(x) - \frac{m_{1H}}{I_1} e_1(x) \right\} \\ \therefore (\delta \delta x)_H &= \frac{1}{E_c I_1} \left[\Delta Q_1(x) \left\{ \frac{I_1}{A_1} + e_1^2(x) \right\} + H \left\{ \frac{I_1}{A_1} + h e_1(x) \right\} - m_{1H} e_1(x) \right] \delta x \quad 0 \leq x \leq l_1 \end{aligned}$$

$$\text{一方} \quad (\delta \delta x)_H = -\frac{1}{E_s A_{s1}} \Delta Q_1(x) \delta x \quad 0 \leq x \leq l_1$$

$$\therefore \Delta Q_1(x) = -\frac{H \left\{ k_1^2 + h \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2} \right) \right\}}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + \frac{m_{1H} \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} \quad 0 \leq x \leq l_1$$

また軸力による縮み $(\delta \delta x)_{H0}$ は

$$\begin{aligned} (\delta \delta x)_{H0} &= \frac{1}{E_c A_1} \sigma_{1H0}(x) \delta x = \frac{1}{E_c A_1} \{ H + \Delta Q_1(x) \} \delta x \\ &= \frac{1}{E_c A_1} \left[H \left\{ 1 - \frac{k_1^2 + h \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} \right\} \delta x \right. \end{aligned}$$

$$+m_{1H} \frac{e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} \delta x \Big] \\ = \frac{1}{E_G A_1} \left\{ H F_1(x) \delta x + m_{1H} F_{13}(x) \delta x \right\}$$

また

$$M_{1H}(x) = -H \left\{ h - \frac{k_1^2 + h \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right) \right\} \\ + m_{1H} \left\{ 1 - \frac{\left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} \right\} \\ = -H \frac{k_1^2 \left\{ (1+\mu_1)h - \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right) \right\}}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} + m_{1H} \frac{(1+\mu_1)k_1^2}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e^{\sigma} - \frac{ex^2}{l_1^2} \right)^2} \\ = H \phi_1(x) + m_{1H} \phi_{10}(x) \quad 0 \leq x \leq l_1$$

したがって梁の長さの変化を Δl_{1H} とし、縮みに対し $\Delta l_{1H} > 0$ とすれば

$$\Delta l_{1H} = \int_0^{l_1} (\Delta \delta x)_{H0} = \frac{1}{E_G A_1} \left(H \int_0^{l_1} F_1(x) dx + m_{1H} \int_0^{l_1} F_{13}(x) dx \right) \dots\dots\dots ⑥$$

また梁端 A, B の回転角 $\Delta \theta_{1H}$ を下向き回転に対し $\Delta \theta_{1H} > 0$ とし

$$\Delta \theta_{1H} = \frac{1}{E_G I_1} \int_0^{l_1} M_{1H}(x) dx = \frac{1}{E_G I_1} \left(H \int_0^{l_1} \phi_1(x) dx + m_{1H} \int_0^{l_1} \phi_{13}(x) dx \right) \dots\dots\dots ⑦$$

(ii) 脚柱下端 D, E の変位と柱長 h の長さの変化(u) の場合と同様に考え柱に生ずる曲げモーメント $M_{2H}(y)$ は門脚の内側への曲げを $M_{2H}(y) > 0$ とし、軸力 $N_{2H}(y)$ は圧縮の場合を $N_{2H}(y) > 0$ とする。しかるときは

$$\mathfrak{M}_{2H}(y) = -H(h-y) \\ M_{2H}(y) = \mathfrak{M}_{2H}(y) + 4Q_2(y)e_2(y) + m_{2H} \left(1 - \frac{y}{h} \right) \\ = -H(h-y) + 4Q_2(y)e_2(y) + m_{2H} \left(1 - \frac{y}{h} \right) \quad 0 \leq y \leq h$$

但しここに $m_{2H} = -4Q_1(l_1)e_1(l_1)$

$$N_{2H}(y) = 4Q_2(y) \quad 0 \leq y \leq h$$

しかるときは任意の断面 y において、P C 鋼線的位置における応力は

$$\sigma_{2H}(y) = \frac{N_{2H}(y)}{A_2} + \frac{M_{2H}(y)}{I_2} e_2(y) \quad 0 \leq y \leq h$$

中立軸の位置での応力は

$$\sigma_{2H0}(y) = \frac{N_{2H}(y)}{A_2} \quad 0 \leq y \leq h$$

$\sigma_{2H}(y)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\Delta \delta y}{\delta y}\right)_H$ は縮みに対し $(\Delta \delta y)_H > 0$ (但し $\delta y > 0$) とすれば

$$\begin{aligned} \left(\frac{\Delta \delta y}{\delta y}\right)_H &= \frac{1}{E_c} \sigma_{2H}(y) \\ &= \frac{1}{E_c} \left\{ \frac{\Delta Q_2(y)}{A_2} - \frac{H(h-y)}{I_2} e_2(y) + \frac{\Delta Q_2(y)}{I_2} e_2^2(y) + \frac{m_{2H}(1-\frac{y}{h})}{I_2} e_2(y) \right\} \\ & \quad 0 \leq y \leq h \end{aligned}$$

$$\therefore (\Delta \delta y)_H = \frac{1}{E_c I_2} \left[\Delta Q_2(y) \left\{ \frac{I_2}{A_2} + e_2^2(y) \right\} - H(h-y)e_2(y) + m_{2H} \left(1 - \frac{y}{h}\right) e_2(y) \right] \delta y$$

$$0 \leq y \leq h$$

$$\text{一方} \quad (\Delta \delta y) = -\frac{1}{E_s A_{S2}} \Delta Q_2(y) \delta y \quad 0 \leq y \leq h$$

$$\therefore \Delta Q_2(y) = \frac{H h e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} - \frac{m_{2H} e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2}$$

$$0 \leq y \leq h$$

また

$$\begin{aligned} (\Delta \delta y)_H &= \frac{1}{E_c} \sigma_{2H0}(y) \delta y = \frac{1}{E_c A_2} \Delta Q_2(y) \delta y \\ &= \frac{1}{E_c A_2} \left\{ \frac{H h e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} - \frac{m_{2H} e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\} \delta y \\ &= \frac{1}{E_c A_2} \left[H \frac{h}{e_A} \left\{ 1 - \frac{(1 + \mu_2) k_2^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\} \right. \\ & \quad \left. - m_{2H} \frac{1}{e_A} \left\{ 1 - \frac{(1 + \mu_2) k_2^2}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\} \right] \delta y \\ &= \frac{1}{E_c A_2} \left\{ H F_2(y) \delta y + m_{2H} F_{21}(y) \delta y \right\} \end{aligned}$$

次に

$$M_{2H}(y) = -H \frac{h}{e_A} \left\{ e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right) - \frac{e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^3}{(1 + \mu_2) k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\}$$

$$\begin{aligned}
 & +m_{2H} \frac{1}{e_A} \left\{ e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right) - \frac{e_A^3 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^3}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \right\} \\
 & = -H \frac{h}{e_A} \frac{(1+\mu_2)k_2^2 e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \\
 & \quad + m_{2H} \frac{1}{e_A} \frac{(1+\mu_2)k_2^2 e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} \\
 & = H\phi_2(y) + m_{2H}\phi_{2H}(y) \quad 0 \leq y \leq h
 \end{aligned}$$

柱の長さの変化を Δh_{2H} とし縮みのとき $\Delta h_{2H} > 0$ にとれば

$$\Delta h_{2H} = \int_0^h (\Delta \delta y)_{H0} = \frac{1}{E \sigma A_1} \left(H \int_0^h F_2(y) dy + m_{2H} \int_0^h F_{2H}(y) dy \right) \dots\dots\dots (8)$$

$0 \leq y \leq h$

梁の下端 D, E の曲げによる変位 Δl_{2H} は門脚の外側への変位のとき $\Delta l_{2H} > 0$ とすると

$$\Delta l_{2H} = \frac{1}{E \sigma I_2} \left(H \int_0^h \phi_2(y) dy + m_{2H} \int_0^h \phi_{2H}(y) dy \right) \dots\dots\dots (9)$$

$0 \leq y \leq h$

(iii) H による脚柱下端 D, E の全変位

Δ_H を H による脚柱下端 D, E の全変位とし門脚の外側方向への変位を $\Delta_H > 0$ にとれば

$$\begin{aligned}
 \Delta_H &= (h - \Delta h_{2H}) \Delta \theta_{1H} - \Delta l_{1H} + \Delta l_{2H} \\
 &= h \Delta \theta_{1H} - \Delta l_{1H} + \Delta l_{2H} \dots\dots\dots (10)
 \end{aligned}$$

(c) $m_{1W}, m_{2W}, m_{1H}, m_{2H}$ の算出

$$\begin{cases} \Delta P_1(l_1) = -\frac{e_A e_H \Delta P_2(0)}{(1+\mu_1)k_1^2 + e_H^2} \dots\dots\dots (a) \\ \Delta P_2(0) = -\frac{W k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2} - \frac{\Delta P_1(l_1) e_A e_H}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2} \dots\dots\dots (b) \end{cases}$$

(a)(b) より $\Delta P_1(l_1), \Delta P_2(0)$ を求めれば

$$\begin{aligned}
 \Delta P_1(l_1) &= \frac{W k_2^2 e_A e_H}{\alpha_1^2 \alpha_1^3 + \alpha_2^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2} \\
 \Delta P_2(0) &= -\frac{W k_2^2 (\alpha_1^2 + e_H^2)}{\alpha_1^2 \alpha_1^3 + \alpha_2^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2}
 \end{aligned}$$

ここに

$$\alpha_1^2 = (1+\mu_1)k_1^2$$

$$\alpha_2^2 = (1+\mu_2)k_2^2$$

また

$$\begin{cases} \Delta Q_1(l_1) = -\frac{H(k_1^2 - h e_H)}{(1+\mu_1)k_1^2 + e_H^2} - \frac{\Delta Q_2(0)e_A e_H}{(1+\mu_1)k_1^2 + e_H^2} \dots\dots\dots (c) \\ \Delta Q_2(0) = \frac{H h e_A}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2} - \frac{\Delta Q_1(l_1)e_A e_H}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2} \dots\dots\dots (d) \end{cases}$$

(c)(d) より $\Delta Q_1(l_1)$, $\Delta Q_2(0)$ を求めれば

$$\Delta Q_1(l_1) = -H \frac{k_1^2 \alpha_1^2 + k_1^2 e_A^2 - h e_H \alpha_1^2}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2}$$

$$\Delta Q_2(0) = H \frac{h \alpha_1^2 e_A + e_A e_H k_1^2}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2}$$

したがって

$$m_{1W} = \Delta P_3(0) e_2(0) = -\frac{k_2^2 (\alpha_1^2 + e_H^2) e_A}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2} W = K_{1W} W$$

$$m_{2W} = -\Delta P_1(l_1) e_1(l_1) = \frac{k_2^2 e_A e_H^2}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2} W = K_{2W} W$$

$$m_{1H} = \Delta Q_2(0) e_2(0) = \frac{(h \alpha_1^2 e_A + e_A e_H k_1^2) e_A}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2} H = K_{1H} H$$

$$m_{2H} = -\Delta Q_1(l_1) e_1(l_1) = -\frac{(k_1^2 \alpha_1^2 + k_1^2 e_A^2 - h e_H \alpha_1^2) e_H}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2} H = K_{2H} H$$

但し

$$K_{1W} = -\frac{k_2^2 (\alpha_1^2 + e_H^2) e_A}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2}, \quad K_{2W} = \frac{k_2^2 e_A e_H^2}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2}$$

$$K_{1H} = \frac{(h \alpha_1^2 e_A + e_A e_H k_1^2) e_A}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2}, \quad K_{2H} = -\frac{(k_1^2 \alpha_1^2 + k_1^2 e_A^2 - h e_H \alpha_1^2) e_H}{\alpha_1^2 \alpha_1^2 + \alpha_1^2 e_H^2 + \alpha_1^2 e_A^2}$$

(d) 不静定力 H の決定

$\Delta W + \Delta H = 0$ なるべきにより

$$h \Delta \theta_{1W} - \Delta l_{1W} + \Delta l_{2W} + h \Delta \theta_{1H} - \Delta l_{1H} + \Delta l_{2H} = 0 \dots\dots\dots (11)$$

i. e.

$$\begin{aligned} & h \frac{W}{E_c I_1} \left(\int_0^{\xi} \varphi_{11}(x) dx + \int_{\xi}^1 \varphi_{12}(x) dx + K_{1W} \int_0^1 \varphi_{13}(x) dx \right) \\ & - \frac{W}{E_c A_1} \left(\int_0^{\xi} f_{11}(x) dx + \int_{\xi}^1 f_{12}(x) dx + K_{1W} \int_0^1 f_{13}(x) dx \right) \\ & + \frac{W}{E_c I_2} \left(\int_0^{\eta} \int_0^{\eta} \varphi_{21}(y) dy dy + K_{2W} \int_0^{\eta} \int_0^{\eta} \varphi_{22}(y) dy dy \right) \\ & + h \frac{H}{E_c I_1} \left(\int_0^1 \phi_1(x) dx + K_{1H} \int_0^1 \phi_{10}(x) dx \right) \\ & - \frac{H}{E_c A_1} \left(\int_0^1 F_{11}(x) dx + K_{1H} \int_0^1 F_{12}(x) dx \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & + \frac{H}{E_c I_2} \left(\int_0^h \int_0^h \phi_2(y) dy dy + K_{2H} \int_0^h \int_0^h \phi_{20}(y) dy dy \right) \\
 & = 0 \\
 \therefore H = & -W \frac{\frac{h}{k_1^2} (J_{11} + J_{22} + K_{1H} J_{10}) - (J_{21} + J_{22} + K_{1H} J_{21}) + \frac{\nu}{k_2^2} (J_3 + K_{2H} J_{30})}{\frac{h}{k_1^2} (J_1' + K_{1H} J_{10}') - (J_2' + K_{1H} J_2') + \frac{\nu}{k_2^2} (J_3' + K_{2H} J_{30}')} \quad (19)
 \end{aligned}$$

但し上式中 $\nu = \frac{A_1}{A_2}$ であり, $J_{11}, J_{12}, \dots$

などを計算すれば

$$\begin{aligned}
 J_{11} &= \int_0^{\xi} \varphi_{11}(x) dx = (1 + \mu_1) k_1^2 (l_1 - \xi) \int_0^{\xi} \frac{1}{(1 + \mu_1) k_1^2 + \left(e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2} \right)^2} dx \\
 &= \frac{\alpha_1^2 (l_1 - \xi)}{4 K_1} \left\{ \frac{1}{\omega} L_1(\xi) + \frac{1}{\beta_1 \gamma_1} \Theta_1(\xi) \right\} \\
 J_{12} &= \int_{\xi}^{l_1} \varphi_{12}(x) dx = (1 + \mu_1) k_1^2 \int_{\xi}^{l_1} \frac{l_1 - x}{(1 + \mu_1) k_1^2 + \left(e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2} \right)^2} dx \\
 &= \frac{\alpha_1^2 l_1}{4 K_1} \left\{ \frac{1}{\omega} (L_1(l_1) - L_1(\xi)) + \frac{1}{\beta_1 \gamma_1} (\Theta_1(l_1) - \Theta_1(\xi)) \right\} + \frac{\alpha_1}{2 \beta_1} (\Theta_2(l_1) - \Theta_2(\xi)) \\
 J_{10} &= \int_0^{l_1} \varphi_{10}(x) dx = (1 + \mu_1) k_1^2 \int_0^{l_1} \frac{1}{(1 + \mu_1) k_1^2 + \left(e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2} \right)^2} dx \\
 &= \frac{\alpha_1^2}{4 K_1} \left\{ \frac{1}{\omega} L_1(l_1) + \frac{1}{\beta_1 \gamma_1} \Theta_1(l_1) \right\} \\
 J_{21} &= \int_0^{\xi} f_{11}(x) dx = (l_1 - \xi) \int_0^{\xi} \frac{e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2}}{(1 + \mu_1) k_1^2 + \left(e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2} \right)^2} dx \\
 &= \frac{1}{4} (l_1 - \xi) \left\{ K_2 \frac{1}{\omega} L_1(\xi) - K_3 \frac{1}{\beta_1 \gamma_1} \Theta_1(\xi) \right\} \\
 J_{22} &= \int_{\xi}^{l_1} f_{12}(x) dx = l_1 \int_{\xi}^{l_1} \frac{e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2}}{(1 + \mu_1) k_1^2 + \left(e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2} \right)^2} dx \\
 &\quad - \int_{\xi}^{l_1} \frac{x \left(e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2} \right)}{(1 + \mu_1) k_1^2 + \left(e^{\nu} - \frac{e x^2}{l_1^2} \right)^2} dx
 \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{4} L_1 \left[K_2 \frac{1}{\omega} \left\{ L_1(l_1) - L_1(\xi) \right\} - K_3 \frac{1}{\beta_1 r_1} \left\{ \Theta_1(l_1) - \Theta_1(\xi) \right\} \right] \\ + \frac{1}{4 \beta_1} \left\{ L_2(l_1) - L_2(\xi) \right\}$$

$$J_{20} = \int_0^{l_1} f_{10}(x) dx = \int_0^{l_1} \frac{e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} dx$$

$$= \frac{1}{4} \left\{ K_2 \frac{1}{\omega} L_1(l_1) - K_3 \frac{1}{\beta_1 r_1} \Theta_1(l_1) \right\}$$

$$J_3 = \int_0^h \int_0^h \varphi_2(y) dy \cdot dy = -k_2^2 \int_0^h \int_0^h \frac{e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} dy dy$$

$$= -\frac{k_2^2}{\beta_2^2} \left(e_A - \alpha_2 \tan^{-1} \frac{e_A}{\alpha_2} \right)$$

$$J_{30} = \int_0^h \int_0^h \varphi_{20}(y) dy dy = \frac{(1+\mu_2)k_2^2}{e_A} \int_0^h \int_0^h \frac{e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} dy dy$$

$$= \frac{\alpha_2^2}{e_A \cdot \beta_2^2} \left(e_A - \alpha_2 \tan^{-1} \frac{e_A}{\alpha_2} \right)$$

$$J_1' = \int_0^{l_1} \phi_1(x) dx = -(1+\mu_1)k_1^2 h \int_0^{l_1} \frac{1}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} dx$$

$$+ k_1^2 \int_0^{l_1} \frac{\left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} dx$$

$$= -\frac{\alpha_1^2 h}{4K_1} \left\{ \frac{1}{\omega} L_1(l_1) + \frac{1}{\beta_1 r_1} \Theta_1(l_1) \right\} + \frac{1}{4} k_1^2 \left\{ K_2 \frac{1}{\omega} L_1(l_1) - K_3 \frac{1}{\beta_1 r_1} \Theta_1(l_1) \right\}$$

$$J_{10}' = \int_0^{l_1} \phi_{10}(x) dx = (1+\mu_1)k_1^2 \int_0^{l_1} \frac{1}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} dx = J_{10}$$

$$J_2' = \int_0^{l_1} F_1(x) dx = \int_0^{l_1} \left\{ 1 - \frac{k_1^2 + h \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} \right\} dx$$

$$= h_1 - \frac{k_1^2}{4K_1} \left\{ \frac{1}{\omega} L_1(l_1) + \frac{1}{\beta_1 r_1} \Theta_1(l_1) \right\} - \frac{h}{4} \left\{ K_2 \frac{1}{\omega} L_1(l_1) - K_3 \frac{1}{\beta_1 r_1} \Theta_1(l_1) \right\}$$

$$J_{21}' = \int_0^{l_1} F_{10}(x) dx = \int_0^{l_1} \frac{e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2 + \left(e_0 - \frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} dx = J_{21}$$

$$\begin{aligned} J_1' &= \int_0^h \int_0^h \phi_2(y) dy dy = -\frac{h}{e_A} (1+\mu_1) k_2^2 \int_0^h \int_0^h \frac{e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} dy dy \\ &= -\frac{\alpha_2^2}{\beta_2^2} \left(e_A - \alpha_2 \tan^{-1} \frac{e_A}{\alpha_2} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_{20}' &= \int_0^h \int_0^h \phi_{20}(y) dy dy = \frac{(1+\mu_2)k_2^2}{e_A} \int_0^h \int_0^h \frac{e_A \left(1 - \frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2 + e_A^2 \left(1 - \frac{y}{h}\right)^2} dy dy \\ &= J_{20} \end{aligned}$$

したがって

$$\begin{aligned} J_{11} + J_{12} + K_{1W} J_{10} &= \frac{\alpha_1^2}{4K_1} \left[\frac{1}{\omega} \left\{ l_1 L_1(l_1) + K_{1W} L_1(l_1) - \xi L_1(\xi) \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{\beta_1 \gamma_1} \left\{ l_1 \Theta_1(l_1) + K_{1W} \Theta_1(l_1) - \xi \Theta_1(\xi) \right\} \right] + \frac{\alpha_1}{2\beta_1} \left\{ \Theta_2(l_1) - \Theta_2(\xi) \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_{21} + J_{22} + K_{1W} J_{20} &= \frac{1}{4} \left[\frac{K_2}{\omega} \left\{ l_1 L_1(l_1) + K_{1W} L_1(l_1) - \xi L_1(\xi) \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{K_3}{\beta_1 \gamma_1} \left\{ l_1 \Theta_1(l_1) + K_{1W} \Theta_1(l_1) - \xi \Theta_1(\xi) \right\} + \frac{1}{\beta_1} \left\{ L_2(l_1) - L_2(\xi) \right\} \right] \end{aligned}$$

$$J_0 + K_{2W} J_{20} = \frac{1}{\beta_2^2} \left(K_{2W} \frac{\alpha_2^2}{e_A} - k_2^2 \right) \left(e_A - \alpha_2 \tan^{-1} \frac{e_A}{\alpha_2} \right)$$

$$\begin{aligned} J_1' + K_{1H} J_{10}' &= -\frac{\alpha_1^2}{4K_1} \left\{ \frac{1}{\omega} L_1(l_1) + \frac{1}{\beta_1 \gamma_1} \Theta_1(l_1) \right\} (h - K_{1H}) \\ &\quad + \frac{k_1^2}{4} \left\{ -\frac{K_3}{\omega} L_1(l_1) - \frac{K_3}{\beta_1 \gamma_1} \Theta_1(l_1) \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_2' + K_{1H} J_{20}' &= l_1 - \frac{k_1^2}{4K_1} \left\{ \frac{1}{\omega} L_1(l_1) + \frac{1}{\beta_1 \gamma_1} \Theta_1(l_1) \right\} \\ &\quad - \frac{1}{4} \left\{ \frac{K_2}{\omega} L_1(l_1) - \frac{K_3}{\beta_1 \gamma_1} \Theta_1(l_1) \right\} (h - K_{1H}) \end{aligned}$$

$$J_3' + K_{2H} J_{30}' = \frac{\alpha_2^2}{\beta_2^2} \left(K_{2H} \frac{1}{e_A} - \frac{1}{\beta_2} \right) \left(e_A - \alpha_2 \tan^{-1} \frac{e_A}{\alpha_2} \right)$$

但しここに

$$\beta_1 = \frac{e}{h^2}$$

$$\gamma_1^2 = \frac{\sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2} - e_0}{2\beta_1}$$

$$\omega^2 = 2\beta_1(\sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2} + e_0)$$

$$\beta_2 = \frac{e_A}{h}$$

$$K_1 = \sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2}$$

$$K_2 = 1 + \frac{e_0}{\sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2}}$$

$$K_3 = 1 - \frac{e_0}{\sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2}}$$

$$L_1(x) = \log \frac{\beta_1 x^2 + \omega x + \sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2}}{\beta_1 x^2 - \omega x + \sqrt{e_0^2 + \alpha_1^2}}$$

$$L_2(x) = \log \{ \alpha_1^2 + (e_0 - \beta_1 x^2)^2 \}$$

$$\theta_1(x) = \tan^{-1} \frac{x - \frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma_1} + \tan^{-1} \frac{x + \frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma_1}$$

$$\theta_2(x) = \tan^{-1} \frac{e_0 - \beta_1 x^2}{\alpha_1}$$

(3) 曲げモーメント及び軸力

梁部及び脚柱部における曲げモーメントをそれぞれ $M_1(x)$, $M_2(y)$ とすれば

$$\begin{aligned} M_1(x) &= M_{1W}(x) + M_{1H}(x) \\ &= W(\varphi_{11}(x) + K_{1W}\varphi_{10}(x)) + H(\phi_1(x) + K_{1H}\phi_{10}(x)) \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} &= W(\varphi_{12}(x) + K_{1W}\varphi_{13}(x)) + H(\phi_1(x) + K_{1H}\phi_{10}(x)) \quad (13) \\ &\quad 0 \leq x \leq \xi \\ &\quad \xi \leq x \leq l_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2(y) &= M_{2W}(y) + M_{2H}(y) \\ &= W(\varphi_2(y) + K_{2W}\varphi_3(y)) + H(\phi_2(y) + K_{2H}\phi_3(y)) \end{aligned} \quad (14)$$

$$0 \leq y \leq h$$

また軸力を梁部及び脚柱部についてそれぞれ $N_1(x)$, $N_2(y)$ とすれば

$$\begin{aligned} N_1(x) &= N_{1W}(x) + N_{1H}(x) \\ &= W(f_{11}(x) + K_{1W}f_{10}(x)) + H(F_1(x) + K_{1H}F_{10}(x)) \end{aligned} \quad (15)$$

$$0 \leq x \leq \xi$$

$$= W(f_{12}(x)K_{1W}f_{13}(x)) + H(F_1(x) + K_{1H}F_{13}(x)) \dots\dots\dots (9')$$

$$\xi \leq x \leq l_1$$

$$N_2(y) = N_{2W}(y) + N_{2H}(y)$$

$$= W(f_2(y) + K_{2W}f_{20}(y)) + H(F_2(y) + K_{2H}F_{21}(y)) \dots\dots\dots (10)$$

$$0 \leq y \leq h$$

〔4〕 梁部における撓み曲線

図-3 のごとく梁の中央C点を坐標の原点にとり $\eta(x)$ は上向

きに正とすれば

$$\frac{d^2\eta}{dx^2} = \frac{M_1(x)}{E_c I_1}$$

したがって撓み $\eta(x)$ は次のように求まる。

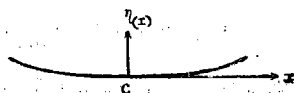


図-3

$$\eta(x) = \frac{1}{E_c I_1} \int \int M_1(x) dx dx$$

$$= \frac{W}{E_c I_1} \int \int \varphi_{11}(x) dx dx + K_{1W} \int \int \varphi_{13}(x) dx dx$$

$$+ \frac{H}{E_c I_1} \left(\int \int \phi_1(x) dx dx + K_{1H} \int \int \phi_{13}(x) dx dx \right)$$

$$= \frac{W}{E_c I_1} (R_{11}(x) + K_{1W}R_{13}(x)) + \frac{H}{E_c I_1} (R_1'(x) + K_{1H}R_{13}'(x)) \dots\dots\dots (11)$$

$$0 \leq x \leq \xi$$

$$= \frac{W}{E_c I_1} \left(\int \int \varphi_{12}(x) dx dx + K_{1W} \int \int \varphi_{10}(x) dx dx \right)$$

$$+ \frac{H}{E_c I_1} \left(\int \int \phi_1(x) dx dx + K_{1H} \int \int \phi_{13}(x) dx dx \right)$$

$$= \frac{W}{E_c I_1} (R_{12}(x) + K_{1W}R_{10}(x)) + \frac{H}{E_c I_1} (R_1'(x) + K_{1H}R_{13}'(x)) \dots\dots\dots (12')$$

$$\xi \leq x \leq l_1$$

境界条件を満たすように積分常数を定め、 $R_{11}(x)$, $R_{12}(x)$, $R_{13}(x)$, $R_1'(x)$, $R_{13}'(x)$ を計算すると

$$R_{11}(x) = \int \int \varphi_{11}(x) dx dx$$

$$= \frac{1}{4} C_1 (l_1 - \xi) \left\{ \frac{x}{\omega} L_1(x) + \frac{x}{\beta_1 \gamma_1} \theta_1(x) + C_2 (\theta_3(x) - \theta_3(0)) \right\}$$

$$R_{12}(x) = \int \int \varphi_{12}(x) dx dx$$

$$= \frac{1}{4} \left[C_1 \frac{x}{\omega} (l_1 L_1(x) - \xi L_1(\xi)) + C_1 \frac{x}{\beta_1 \gamma_1} (l_1 \theta_1(x) - \xi \theta_1(\xi)) \right]$$

$$-\frac{C_2}{\omega}(L_1(x)-L_1(\xi))+\frac{C_2}{\beta_1\gamma_1}(\theta_1(x)-\theta_1(\xi))+C_4x(\theta_2(x)-\theta_2(\xi)) \\ +C_4\left\{l_1\theta_2(x)-\xi\theta_2(\xi)-(l_1-\xi)\theta_2(0)\right\}\Bigg]$$

$$R_{10}(x)=\int\int\varphi_{10}(x)dxdx$$

$$=\frac{1}{4}C_1\left\{\frac{x}{\omega}L_1(x)+\frac{x}{\beta_1\gamma_1}\theta_1(x)+C_2(\theta_2(x)-\theta_2(0))\right\}$$

$$R_1'(x)=\int\int\psi_1(x)dxdx$$

$$=\frac{1}{4}\left\{\frac{C_2}{\omega}xL_1(x)-\frac{C_6}{\beta_1\gamma_1}x\theta_1(x)+C_7(L_2(x)-L_2(0))+C_8(\theta_3(x)-\theta_3(0))\right\}$$

$$R_{10}'(x)=\int\int\psi_{10}(x)dxdx=R_{10}(x)$$

但し上式中

$$C_1=\frac{\alpha_1^2}{K_1}$$

$$C_2=\frac{2K_1}{\beta_1\alpha_1}$$

$$C_3=\frac{\alpha_1^2}{\beta_1}$$

$$C_4=\frac{2\alpha_1}{\beta_1}$$

$$C_5=k_1^2K_2-\frac{\alpha_1^2h}{K_1}$$

$$C_6=k_1^2K_3+\frac{\alpha_1^2h}{K_1}$$

$$C_7=\frac{k_1^2}{\beta_1}$$

$$C_8=\frac{2\alpha_1^2h}{\beta_1\gamma\omega}$$

$$\theta_2(x)=\tan^{-1}\frac{x+\frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma}-\tan^{-1}\frac{x-\frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma}$$

$$L_2(x)=\log\left\{\frac{(\beta_1x^2+\omega x+\sqrt{e\omega^2+\alpha_1^2})(\beta_1x^2-\omega x+\sqrt{e\omega^2+\alpha_1^2})}{\beta_1^2}\right\}$$