

土木研究所報告

第 139 号

ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する実験研究

.....吉田 巖，足立義雄...(1)

橋梁の耐震設計に関する研究 (III)

——橋梁の振動減衰に関する実測結果——.....栗林栄一，岩崎敏男...(63)

PC単純Tげた橋の自動設計方式に関する研究

.....中村慶一，岩松幸雄，工藤真之助...(167)



昭和 46 年 2 月

建設省土木研究所

ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する実験研究

(昭和45年3月)

吉 田 巖*
足 立 義 雄**

Experimental Studies on Statical Lateral Restraint of Caisson Foundations

(March 1970)

by Iwao Yoshida
Yoshio Adachi

Synopsis:

The statical lateral restraint of caisson foundations is an interesting problem of the mutual relationship between substructures and soil. In Japan, the papers reported by Dr. Mononobe, or others were well-known in regard to the equations for calculation of soil reaction in caisson foundations. And researches in U.S.A. were carried out, in named the "Pole Theory" in the field of power-line pylons. It is impossible, however, to think that all of these equations would be enough to represent various soil conditions surrounding caisson foundations, as they were derived from the assumption unconnected with results of soil survey.

The present paper shows the calculation formula of deformation under fitting application of ground conditions within statical linear behavior of foundations. The method is based on the consideration that the standard value of the coefficient of soil reaction is estimated from deformation modulus of loading test with circular rigid plate of its diameter 30 cm; the relations between deformation modulus of loading test and that of some other soil surveys become clear by experiments. The formula is furthermore confirmed in the results of model tests and observations of caisson foundations in the field.

In sum, the main point of this paper is that the estimating method of horizontal behavior in caisson foundations is proposed, and simultaneously that the new method of loading test in the field is prescribed.

要 旨

ケーソン基礎の静的水平抵抗は、古くから取り扱われており、わが国では物部博士以降の研究が有名であり、外国では、一般に Pole Theory と呼ばれて研究されてきた。これらがいずれも地盤条件を1個の仮定条件の上に組み立てられ、種々多様な地盤条件を反映することに対し十分とは言えない。

本論文では、取り扱いを静的な線形領域の場に限定し、各種地盤調査法の中から変形特性を測定する試験法を抽出し、相互の関係を明らかにしつつ、径 30 cm の円形剛板載荷試験から求めた変形係数を基準値として、バネ評価を行ない、地盤条件に忠実な変位の計算式を提案した。

ついで、室内模型実験および実橋脚の実測を行ない、提案式の信頼度を検証した。

以上を総括して、ケーソン基礎の水平挙動についての推定法を提案すると同時に、現場載荷試験方法を新たに提案した。

キーワード (ケーソン, 地盤反力係数, 変形係数, 現位置試験法, 載荷試験)

* 構造橋梁部基礎研究室長

** 構造橋梁部基礎研究室研究員

目 次

1. 序 論.....(3)	(2) 粘性土.....(18)
〔1〕 ケーソン基礎の安定計算の歴史.....(3)	(3) 考 察.....(18)
(1) ケーソンの歴史.....(3)	〔3〕 鉛直バネ.....(19)
(2) 安定計算の歴史.....(3)	(1) 砂質土.....(19)
〔2〕 ケーソン基礎の安定解析研究の経過.....(4)	1) 本州四国連絡架橋調査のうち、径 3 m, 2000 t 容量の載荷試験.....(19)
(1) 諸外国の事情.....(4)	2) 実験砂槽を用いての載荷実験.....(21)
(2) わが国の事情.....(5)	(2) 粘性土.....(22)
(3) 安定解析研究の経過.....(6)	1) 千葉支所構内における鉛直載荷試験.....(22)
〔3〕 変位を中心に考える静的水平抵抗の意義 と問題点.....(6)	2) 試験結果の考察.....(23)
〔4〕 研究の目的、範囲、意義.....(6)	〔4〕 回転バネ.....(23)
(1) 研究の目的.....(6)	(1) 砂質土.....(23)
(2) 範 囲.....(6)	1) 実験砂槽を用いての載荷試験.....(23)
(3) 意 義.....(6)	(2) 粘性土.....(23)
〔5〕 問題の進め方.....(6)	1) 千葉支所構内関東ローマを用いての 載荷試験.....(23)
2. 土の変形特性とその試験.....(7)	(3) 考 察.....(24)
〔1〕 室内試験法とその特徴.....(7)	〔5〕 せん断バネ.....(24)
〔2〕 野外試験法とその特徴.....(7)	(1) 関東ローマでの実験.....(24)
〔3〕 各種試験法の比較実験.....(8)	(2) 人工砂層での実験.....(24)
(1) 試験に用いた土の性質.....(8)	(3) その他の試験結果.....(25)
(2) 3 軸圧縮試験.....(8)	(4) 考 察.....(25)
(3) 平板載荷試験.....(8)	5. ケーソン基礎の静的水平抵抗のつり合い式の 誘導.....(26)
(4) ボーリング孔を利用した土研式古ム チューブ法による載荷試験.....(9)	〔1〕 まえがき.....(26)
(5) プレシオメーター法による載荷試験.....(9)	〔2〕 ケーソン基礎とくい基礎の構造上の分類.....(26)
(6) 各種試験方法による測定結果の比較.....(9)	(1) 一様地盤すなわち地盤反力係数 K_H を 一様と見なせる場合.....(26)
〔4〕 標準貫入試験値とプレシオメーターによ る変形係数の測定値との相関.....(10)	(2) 深さ方向に K_H が変化する場合.....(26)
〔5〕 土の変形試験に対する問題点.....(10)	(3) 既設の実構造物による例証.....(27)
3. 平板載荷試験とボーリング孔内載荷試験との 比較実験.....(11)	(4) まとめ.....(27)
〔1〕 試験の概要.....(11)	〔3〕 水平抵抗計算における前提条件.....(27)
〔2〕 実験方法.....(11)	(1) 水平力の載荷方法.....(27)
(1) 試験地盤.....(11)	(2) 地盤条件の反映.....(28)
(2) 実験方法.....(11)	(3) 底面のせん断抵抗の考慮.....(28)
〔3〕 試験結果ならびに試験結果に対する考察.....(12)	〔4〕 ケーソンの地盤反力と変位の計算.....(28)
(1) ボーリング孔横方向載荷試験.....(12)	(1) 計算上の仮定.....(28)
(2) 水平方向平板載荷試験.....(12)	(2) ケーソン側面地盤が比較的一様な地盤 構成から成り立ち、地盤反力係数が深 さとともに増大すると考えられる場合.....(28)
4. 土のバネ評価.....(16)	(3) ケーソン側面地盤が一様な地盤でなく、 多層から成り立ち、各層ごとに地盤反力 係数が異なる場合.....(30)
〔1〕 剛体基礎を取り巻くバネの種類と定義.....(16)	6. ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する室内模
(1) 定 義.....(16)	
(2) バネの定義に対する補足.....(18)	
〔2〕 水平バネ.....(18)	
(1) 砂質土.....(18)	

型実験.....	(31)	[4] 木曾川橋梁における実験.....	(52)
[1] 試験の概要.....	(31)	(1) 実験概要.....	(52)
[2] 実験方法.....	(31)	(2) 実験方法.....	(53)
(1) 実験に用いた装置.....	(31)	(3) 実験結果.....	(53)
(2) 実験に用いた土砂の性質.....	(32)	(4) 結果の解析.....	(53)
(3) 測定項目.....	(32)	(5) 考 察.....	(54)
(4) 実験要領.....	(32)	[5] 若戸大橋における実測.....	(54)
[3] 試験結果ならびに試験結果に対する考察.....	(33)	(1) 実測の概要.....	(54)
(1) 載荷試験結果.....	(33)	(2) 実測方法.....	(55)
(2) 試験結果に対する考察.....	(36)	(3) 測定結果と結果の解析.....	(55)
7. 野外実験ならびに実測.....	(38)	(4) 考 察.....	(56)
[1] 実験ならびに実測の目的.....	(38)	8. ケーソン基礎の水平抵抗の推定	
[2] 関戸橋における実験.....	(38)	——設計への結びつき——.....	(56)
(1) 実験概要.....	(38)	[1] 序.....	(56)
(2) 実験方法.....	(39)	[2] 推定の手順.....	(56)
(3) 実験結果.....	(41)	(1) 地盤調査.....	(56)
(4) 結果の解析.....	(42)	(2) 地盤のモデル化.....	(56)
(5) 考 察.....	(46)	(3) K値の推定.....	(57)
[3] 本州四国連絡架橋調査における児島地区		(4) 荷重—変位曲線.....	(58)
の実験.....	(47)	[3] ケーソン基礎設計への足掛かり.....	(58)
(1) 実験概要.....	(47)	9. ケーソン基礎の水平載荷試験方法の提案.....	(58)
(2) 実験方法.....	(47)	[1] 提案の趣旨.....	(58)
(3) 実験結果.....	(48)	[2] ケーソンの水平載荷試験法(案).....	(58)
(4) 結果の解析.....	(49)	10. 結 論.....	(59)
(5) 考 察.....	(51)	11. あとがき.....	(60)

1. 序 論

[1] ケーソン基礎の安定計算の歴史

(1) ケーソンの歴史

ケーソンが土木工事の基礎として用いられた起原は定かでない。しかし 18 世紀 1724 年に出版された Jacob Leopold の本の中には木製のケーソンの施工図が載っている。この当時のものはもちろん水を締め切ったのオープンケーソンであるが、19 世紀の初めイギリスの Isambard Kingdom Brunel が圧さく空気を封じこんで、水中においてもドライの状態に掘さく作業のできるニューマチックケーソン工法を考案し、Chepstow 橋の基礎に初めて用いた。その後、鉄筋コンクリート構造が普及するにつれて、オープンケーソン、ニューマチックケーソンともに、広く構造物の基礎として用いられるようになった。

わが国においては、明治になって、西欧の技術が導入されるとともに、ケーソンも基礎として用いられたが、古い歴史を持つ木くいが大半を占め、ケーソンは、井筒

またはウエルと呼ばれるオープンケーソンのみであった。

それも、当初はれんがを積みあげ、鋼棒で、補強するものであったが、鉄筋コンクリートの普及とともに姿を消した。ニューマチックケーソンが、わが国に技術導入されたのは、関東大震災後の隅田川の橋梁復旧工事が初めてであり、この技術はイギリスからアメリカに伝えられ、工法として完成されたものが、器具と、熱心なアメリカ人技師の手によって、わが国にも伝えられた。それ以後における、橋梁、建築方面での工事実績は、土木学会編の日本土木史にも詳しいので省略する。

(2) 安定計算の歴史

a) 諸外国の事情

ケーソンは、深い基礎として定義され、くいと同じ分類に入れており、ケーソン本体の弾性変形の影響を無視した形で安定計算が行なわれている。しかし、ヨーロッパ、アメリカを通じて、ケーソン頂部に水平力が働く条件での解析研究はほとんど進められておらず、わずかに送電鉄塔の基礎の設計を対象に研究が進められていると言

ってよい。安定解析研究の経過は次節に述べるとして、現在、アメリカにおいて、採用されている安定計算の1例を簡単に紹介してみる。

アメリカ海軍省施設局で、制定している設計基準のうち“*Soil Mechanics Foundations, and Earth Structures*”の第12章 Deep Foundation では粘性土および非粘性土中のケーソンの2つに分類し、その鉛直支持力と引き抜き抵抗、沈下の3つについて規定している。

支持力の規定においては、一様地盤に根入れしている場合において、Meyerhoff の領域にあるものとして計算し、支持層に比べて、根入れ部分が軟弱な場合には、根入れ効果を Surchage と見なす Terzaghi 領域にあるものとして処理している。

したがって、水平抵抗の問題は全く取りあげられておらず、鉛直支持力と引き抜き抵抗とが規定されていることから考えて、作用水平力はケーソン群に対して、モーメントとして作用し、押し込み力と、引き抜き力とによって、このモーメントに抵抗せしめていると言ってよからう。個々のケーソンの水平力分担については、十分に根入れされた剛体ケーソンでは、作用力の大きさから考えて問題がないとしているのであろう。すなわち、作用水平力の大きさに比べて、作用モーメントが大きい（作用水平力の着力点が高い）場合が、設計対象になっていると見てよい。

b) わが国の事情

わが国が諸外国と大いに異なる点は、基礎の設計において、耐震設計が大きな比重をもっている点である。すなわち、地震時の構造物の安定を、静的な地震力の作用下での水平方向荷重に対する安定計算に置き換えて作業をしている現状では、水平力に対する安定解析が、重要な課題になりうる。1923年（大正12年）9月1日の関東大震災は、土木構造物の設計に当たって、耐震性を考慮すべき重要性を技術者に教えた。

震度法と名付けられる耐震設計法が確立されたのは、それ以後であり、震度法は次の内容を持つ。

地震動主部の振動周期が構造物の固有周期に比較してかなり長いときには構造物の大部分において、地動による慣性力がたわみによる慣性力に比較してはるかに大きくなり、構造物の弾性変形を無視して剛体として取り扱うことができることになる。この場合構造物の各点を受ける慣性力は質量に地動加速度を乗じたものに等しくなる。この考えから設計に考慮する地震力を求め、静的な安定計算を行なうものであるが、剛性構造物に対して広く用いられる。

以上の理由から、剛体基礎と見なされるケーソン基礎においてはもっぱら震度法による耐震設計が用いられてきた。この震度法に基づく静的な安定計算としては、物

部博士の論文が初めてであり、それ以後、酒井信男、池原・横山両氏、後藤尚男、白石俊多と論文が相次いで発表されている。なおそれ以後において、本州四国連絡架橋調査に関連して、多田浩彦の発表もある。

いずれにせよ これら一連の論文は安定つり合い式から、ケーソン前後面もしくは底面の反力を計算し、その反力強度と、地盤の耐力との間で、安定条件を吟味するものである。

〔2〕 ケーソン基礎の安定解析研究の経過

（1） 諸外国の事情

一般的傾向についてはすでに 1〔1〕において述べた。ここでは、最近におけるケーソン基礎に対する水平抵抗についての研究の動向を紹介する。

アメリカの Dallas I. Downs¹⁾ は、1966年に送電鉄塔の基礎の安定の問題を取り上げ、現在における設計基準について細かに解説を加えている。図-1.1のような条件のもとで剛体基礎の反力を計算しているが、ここに紹介されているものは、“Pole Theory” と呼ばれており、

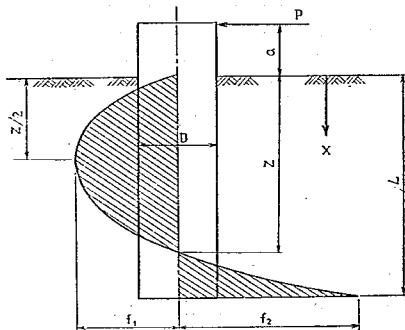


図-1.1 Downs による剛体基礎反力の条件

最大反力 f_1 は

$$f_1 = \frac{0.75P}{DL^3} \left[\frac{(4a+3L)^3}{3a+2L} \right] \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

その生ずる位置は

$$z = \frac{L}{2} \left(\frac{4a+3L}{3a+2L} \right) \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

となっており、反力分布をバラバラと仮定した前提条件が同じであり、また底面の分担を無視している点と合わせて、(2)に述べる物部式と全く同じ内容を持っている。

すでにアメリカ海軍省施設局の設計指針については紹介したが、送電鉄塔の設計には、この式が一般に採用されていると見てよからう。

イスラエルの Zvi Getzler²⁾ は 1968年に A.S.C.E.

の Proceeding に “Contribution to the Analysis of Restraint in Soil” の題名で、剛体基礎の安定の問題を

取り上げている。

そこで、彼は図-1.2の条件でつり合い式を求めているが、地盤条件について次の仮定を置いている。

$$\sigma_z = K_z \cdot \delta_z = K_z \left(\frac{z}{t} \right)^n (z_0 - z) \tan \alpha \dots \dots \dots (1.3)$$

すなわち、任意の深さにおける地盤反力係数をケーソン底面における地盤反力係数 K_t の $\left(\frac{z}{t} \right)^n$ という指数関数として表示し、指数 n の値による反力形に対する影響を調べている。最後にモデルテストによって、 n の値、フリクション係数 μ の値を求めている。

このほかの論文として、短いくいの横抵抗を取り扱った Czerniak E.³⁾ や、くいの横抵抗を取り扱った Broms B.B.⁴⁾ などの研究があるが、ここに述べた2つの域を出ない。

(2) わが国の事情

物部博士が、ケーソンの安定計算式を世に出されるまで、どのような安定計算が行なわれていたかは明白でない。以下物部博士で代表される計算式を最初として、相次いで、世に出た計算式の内容を表-1.1 に表示してみる。

この表を見ても明らかなように、ケーソンを取り巻

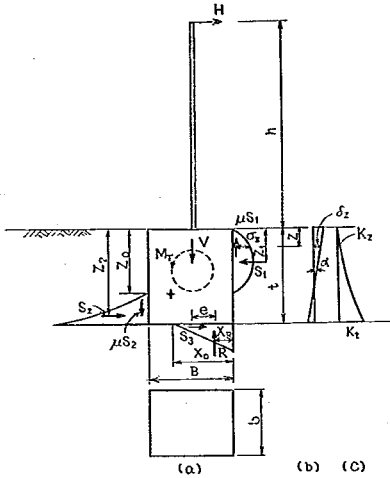


図-1.2 Getzler による剛体基礎反力の条件

表-1.1 安定計算式の内容の比較

計 算 方 法	ケーソン 本体の剛 性の仮定	作用外力に抵抗する要素**					側 面 地 盤 の 性 質 の 仮 定
		側面地盤の 抵抗土	側面地盤の 水平方向の 摩擦抵抗	側面地盤の 鉛直方向の 摩擦抵抗	底面地盤 の反力の偏 心	底面地盤の せん断抵抗	
物 部 ⁵⁾	剛 体	○	—	—	—	—	側面地盤の反力分布を放物線と仮定
酒 井 ⁶⁾	弾性体	○	—	○	○	—	側面地盤の反力分布を放物線と仮定
池 原 ⁷⁾ 横 山	剛 体	○	—	—	○	—	側面地盤は地表面から深さに比例して増大する地盤係数をもつ弾性体とする
後 藤 ⁸⁾	剛 体	○	○	○	○	—	池原・横山と同じ仮定、側面の摩擦抵抗は主働土圧に比例する
白 石 ⁹⁾	剛 体	○	—	○	○	○	側面地盤は地表面から深さに比例する地盤係数をもつ弾性体とする ($0 < \gamma \leq 1$) に比例する地盤係数をもつ弾性体とする

*計算方法の例にはその方法の報告者名で記した **計算上考慮している要素を○印で示した

く、周辺地盤の評価については、比較的単純な仮定を置くとどまり、わずかに白石が水平地盤係数 K_h (白石の表現に従った) を

$$K_h = K_{hs} \cdot z^\gamma \dots \dots \dots (1.4)$$

ここに

K_{hs} : 底面における水平地盤係数

z : 地表面からの深さ

γ : 土質と、地盤の構成条件から定まる補正係数で、表-1.2 で与えられる。

表-1.2 補正係数 γ

地 盤 条 件	粘 性 土	砂 質 土
深さ方向に土質不変	0.5 ~ 0.75	0.75 ~ 1.0
深くなるほど密度大	0.75 ~ 1.0	1.0
深くなるほど密度小	0.25 ~ 0.5	0.5 ~ 0.75

このような地盤の評価は、白石自身の行なった実験結果と経験とから割り出されたものであろうが、少なくとも

も、土質調査結果との結びつきは明白でない。

〔3〕 安定解析研究の経過

以上の展望から見て、側面地盤の反力分布をパラボラと仮定する計算が慣用的に使用されていることは世界的な共通現象と言えるが、その一方で、なるべく、地盤の構成条件を忠実に反映させ、また前面抵抗のみでなく、底面、周面を含めての拘束を計算に取り入れようとしていることが、理解できる。

〔3〕 変位を中心に考える静的水平抵抗の意義と問題点

1.〔2〕に述べた研究の経過に明らかなように、これらの一連の計算法は次の二つの点に特徴がある。

- 1) ケーソン前面の反力は、ランキンの受働土圧で代表される、ある反力強度によって、制限を受け、その条件から、必要とするケーソン寸法が定まる。
- 2) 地盤のパネとしての評価は、深さに比例して増大するとか、白石のように深さの r 乗に比例するものと考え、地盤調査結果と、直接的な結びつきがない。

これらの2点について筆者は次のように考える。

1) 仮にケーソン頂部に大きな水平力が働く場合を考えるとして、ケーソンの前面（抵抗する面）において、深さ方向全域が受働土圧領域にはいることは、到底考えられない。図-1.2に示すような反力状態が存在するとして、底面の地盤がきわめて堅硬であり、側面地盤が、軟弱な場合を考えるとき、底面が弾性領域にあるかぎりにおいては、ケーソンは、全く弾性的な挙動を示すはずである。したがって、ケーソン頂部の水平変位が、その上に構築される構造物に悪影響を与えない、すなわち許容できる変位内にあるのであれば、ケーソンの水平力に対する安定条件を、前面の受働土圧強度で論ずるのは、おかしい。

2) このように考えてくると、地盤の耐力の面から、検討することと、変位を追跡することとは、全く等価であり、ケーソンのような深い基礎においては、水平力によって、ケーソン本体の破壊が優先して、起こらないかぎりとは、むしろ、変位の条件から、許容できる水平抵抗力が定まるとみてよい。

この意味から、変位を支配する地盤のパネについて、一義的に分布を仮定することは、全く実情を無視するものであり、図-1.3に示すような地盤条件の地点にケーソンを施工することは、くいが打ちこみにくいだけにきわめて事例が多いが、表層に近い個所の抵抗を低く評価して、深さとともに水平抵抗のパネが増大すると仮定することは、事実と全く掛け離れてしまう。

以上のような論拠から、変位を中心にケーソンの水平抵抗を求める必要性が、認識されようし、地盤調査との

結びつきの必要性も認識できると考える。

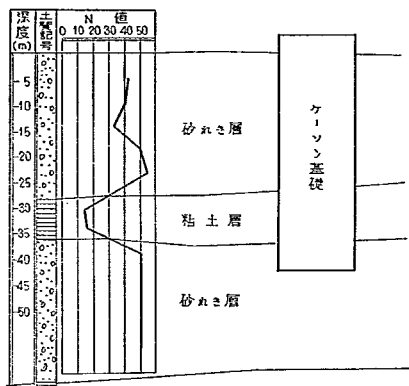


図-1.3 ケーソン基礎を施工する地盤条件の一例

〔4〕 研究の目的、範囲、意義

〔1〕 研究の目的

本研究では、ケーソン基礎の静的水平抵抗を水平作用力と、ケーソン頂部の変位の推定形で取り上げ、特にケーソン周囲地盤の拘束効果については、在来のパネとして評価する手法を踏襲しながら、特に地盤調査結果との結びつきに重点を置く。要約すれば、地盤調査結果を忠実に反映してケーソンの水平作用力に対する変位の推定に、新しい提案を行なうものである。

〔2〕 範囲

研究の範囲は静的な水平荷重がケーソン頂部に作用する場合に限定するが、第5章における水平抵抗のつり合い式の誘導においては、地震力を慣性力に置き換えて、耐震設計法にも適用できる形にまとめている。

〔3〕 意義

ケーソン基礎の建設地点の地盤条件をできるだけ忠実に反映することを前提に、変位ならびに反力分布の計算式を誘導し、ケーソン基礎の変位の推定方法を示し、室内および野外実験によって例証した。

〔5〕 問題の進め方

研究は次の手順に従って進める。

- 1) 土の変形特性を求める試験法が各種提唱されているが、その特徴を比較試験の手段を用いて明らかにする。
- 2) 特に野外で行なわれるボーリング孔内載荷試験と、平板載荷試験の相関を明らかにして、せん断変形を伴う応力領域での変形係数を定量化する。
- 3) 土をパネとして評価する場合のパネの種類とその特性を、砂質土と粘性土について明らかにする。
- 4) 3)で定義したパネを用いて、ケーソン基礎の静的

水平抵抗についてつり合い式を誘導する。

- 5) 室内における小型模型実験により、誘導式における側面拘束効果の前面抵抗への転換率を求めるとともに、変位の推定についての確認を行なう。
- 6) 現場における実構造物ないし大型模型による実験結果と、変位の推定についての対比を行ない、推定式の確度について、例証する。
- 7) 付として、ケーソン基礎の水平載荷試験方法について、1つの提案を行なう。

2. 土の変形特性とその試験

〔1〕 室内試験法とその特徴

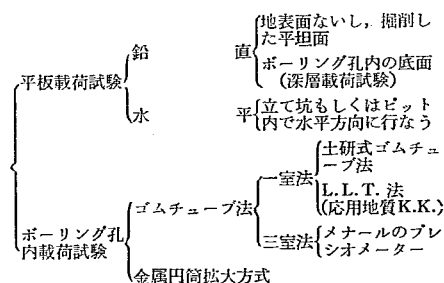
室内試験から土の変形特性（一般には、土を弾性体と見なしての弾性係数を変形係数と呼んでいるが）すなわち変形係数を求めるには、乱さない土の試料を取りあげるサンプリング作業が前提になり、乱さない試料の採取の成功は、天然地盤の変形を代表させるものとして、初めて意味をもつ。この意味からサンプリングが、重要な作業になるが、本論から離れるので、ここでは触れないこととする。

地盤の状態を代表できる乱さない試料が採取できたとして、変形係数を求める室内試験法としては三軸圧縮試験が用いられる。これは、側圧を加えることによって、地中での応力状態を再現できるという考えにほかならない。

この場合変形係数を求めるときに変形量で、どの程度の値を基準にすればよいのか、議論のあるところである。後述の比較試験では1%および2% ひずみの点を測定点とした。

〔2〕 野外試験法とその特徴

この中に含まれるものを系統的に図示してみると、次のようになる。



鉛直方向の平板載荷試験は在来、道路の舗装設計に用いられるほか、ニューマチックケーソン基礎の作業室の中での地耐力試験などに用いられてきた。しかしこの場合一般の地盤材料では深さ方向に密度が増加する傾向が

あるため、その深さの地盤の変形係数を代表するものとして、試験結果は必ずしも適切ではない。この間の事情については、4[3](1)で述べる。

またボーリング孔底で実施する深層載荷試験は、孔底の乱れの除去の問題や、押し込みによる2重管使用の場合には、押し込みによる密度増加の問題があり、現在、必ずしも一般的な解釈が与えられてない。しかし、土かぶりの影響を忠実に反映する意味において、注目すべき試験法と言える。

水平方向平板載荷試験はダムの建設に先立って、調査トンネルで、行なわれてきた。筆者は洪積粘性土、泥岩、風化岩の調査において、橋梁基礎の建設調査にもこの方法を広く利用することを提唱した¹⁰⁾。基礎的な実験から、載荷板の直径の約4～5倍の深さを確保できれば、自由面としての地表面の影響がないと見なすことができる。

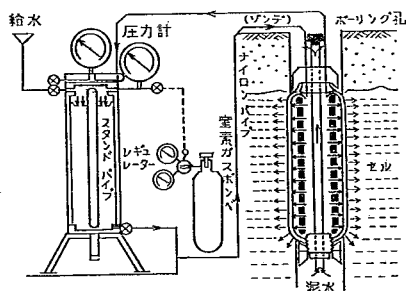


図-2.1 ボーリング孔内載荷試験模式図（一室法）

ボーリング孔内載荷試験は図-2.1に示すように、ボーリング孔の半径方向に加圧するもので、ボーリング孔の周辺には半径方向に圧縮と円周方向に引っ張りを生ずる。この応力パターンは平板載荷試験と全く異なるものである。この試験のうち国内で初めて実用化されたのは、福岡の手になる土研式ゴムチューブ法¹¹⁾である。

この方法は孔径115mmのボーリング孔に長さ2mの2重のゴムチューブをそう入し、水圧で加圧し、水の容積変化で半径増加量を求めるものであるが、取り扱いが、次の2方法に比べて不便のため、現在は余り使用されていない。

同じ一室法に属するものとして、L.L.T.法がある。これはメナールのプレシオメーターが厚肉のゴムチューブを用いて加圧に成功していることから、径を80mm全長90cmのうち載荷部分を60cmとして、取り扱いを便にしている。このようなモノセルすなわち一室法では、載荷長さをボーリング孔径に比較して大きくと

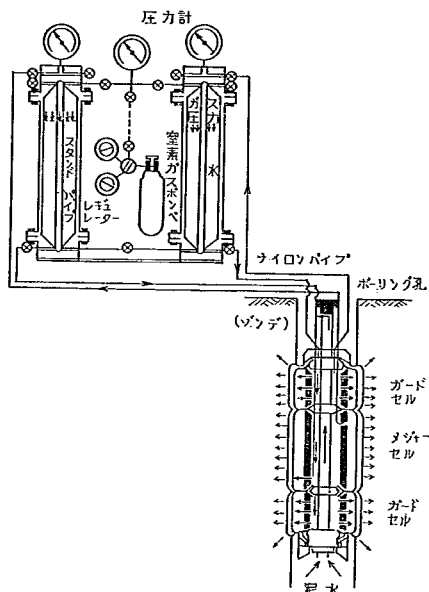


図-2.2 ボーリング孔内荷重試験模式図 (三室法)

り、平面応力状態の再現をはかり、深さ方向の地盤の動きの影響を少なくしている。

これに対し、Louis Menard が開発した三室法は図-2.2 に示すような構造をもち、径 44 mm ないし 56 mm のゴムチューブに対し、50 cm 程度のチューブ長さを持っている。そのうち上下 15 cm ずつは別々のセルを形成し中央の測定セルの内圧より、やや高い圧力を保つ機構になっている。このため、載荷面付近の土は上下方向に移動することが妨げられ、ほとんど完全な平面応力状態が保持される。

この比較的似かよった測定計器の比較についてはすでに筆者が比較し発表したが、その結果によれば比較的変位の小さいところで求める変形係数の測定についてはほとんど差がないが、地盤の流動変形を生ずる領域で求める降伏圧 P_f 、極限圧 P_u についてはやや明確な差が認められ L.L.T. はブレンオメーターより 20~30% 小さい値を示すことが確認された¹³⁾。

なお金属円筒の拡大方式については 2, 3 の所で開発が試みられ、実地に適用されているが、測定データも少ないので、ここでは除外する。

〔3〕各種試験法の比較実験¹⁴⁾

(1) 試験に用いた土の性質

試験は建設省土木研究所千葉支所構内の関東ロームを

対象に行なった。関東ロームは 4m~5m の厚さにたい積し、典型的な関東ロームと見ることができ、力学定数として、標準貫入試験値 (N 値) は 4~5 であり、先端角 60° 円錐底面積 10 cm^2 のコーン貫入試験結果は $15 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ を得ており、 q_u は約 1 kg/cm^2 の値を持っている。

(2) 3 軸圧縮試験

次に述べる平板載荷試験用のビットを掘削したとき、その載荷試験位置において、乱さない試料を切り出し、地盤面から 0.5 m および 1.0 m の位置に相当した試料について、試験を行ない、 σ_1 の方向を水平方向に合せて、たい積条件の影響を同じにした。

表-2.1 三軸圧縮試験から求めた変形係数

深さ 0.5 m の試料 (乱さない横方向試料) $c=0.338 \text{ kg/cm}^2$ $\phi=12.8^\circ$				
$\sigma_3 (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_1 (\epsilon=1\%)$	$E (\epsilon=1\%)$	$\sigma_1 (\epsilon=2\%)$	$E (\epsilon=2\%)$
0.02	0.58	56	0.71	34.5
0.04	0.43	39	0.72	34.0
0.06	0.51	45	0.72	33.0
0.08	0.50	42	0.71	31.5
0.10	0.69	59	0.93	41.5

深さ 1.0 m の試料 (乱さない横方向試料) $c=0.338$ $\phi=12.3^\circ$				
$\sigma_3 (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_1 (\epsilon=1\%)$	$E (\epsilon=1\%)$	$\sigma_1 (\epsilon=2\%)$	$E (\epsilon=2\%)$
0.02	0.38	36	0.52	25
0.04	0.62	58	0.83	39.5
0.06	0.39	33	0.53	23.5
0.08	0.63	55	0.89	40.5
0.10	0.61	51	0.83	36.5

試験の結果を表-2.1 に示す。三軸圧縮試験からの変形係数は次式から求めた。

$$E = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon} \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに

σ_1 : 軸方向荷重 (kg/cm^2) σ_3 : 側圧 (kg/cm^2)

ϵ : ひずみ

この結果から 0.5 m の位置でも 1.0 m の位置でも、ほとんど変形係数に変化がなく、ひずみ量が 1% から 2% に変化すると、変形係数は 30% 程度減ずる。

(3) 平板載荷試験

試験地盤に幅約 1m、深さ 2m 程度のテストビットを掘削し、径 30 cm の剛体円板を用いて水平載荷試験を実施した。地盤と載荷板との空けきを埋めるには、モルタルまたは石こうを充てんした。

変形係数は、載荷試験の結果求めた地盤反力係数に載

荷幅を乗じたものをもって、平板載荷試験から求める変形係数とする。

すなわち、

$$E_0 = K \cdot D = \frac{p}{s} \cdot D \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに

E_0 : 地盤の変形係数(kg/cm³), 径 30 cm の平板載

荷試験から求めたもの、

K : 地盤反力係数 (kg/cm³)

D : 載荷板の直径 (cm)

p : 荷重強度 (kg/cm²)

s : 載荷板の変位量 (cm)

この関係から、試験結果を整理するとき、表-2.2の結果を得る。

表-2.2 平板載荷試験から求めた変形係数 (kg/cm³)

試験地点	試験の深さ(m)	載荷板の変位 s (cm)									
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
No. 1	0.5	236	196								
	1.0	137	118	103	94	87	85	82	78	72	72
No. 2	0.5	205	188								
	1.0	205	193	154	137	121	111	103	94		
No. 3	0.5	133	145	149							
	1.0	96	96	94	87	82	75	70			

(4) ボーリング孔を利用した土研式ゴムチューブ法による載荷試験

試験法の概略については、すでに説明した。測定器の詳細は文献10. を参照していただくとして変形係数を求めるのに使用した数式のみを掲げる。

$$E = \frac{l \cdot r}{l - 2r \cdot \tan \alpha} \cdot \frac{p}{dr} \cdot \log_e \frac{l}{2r \cdot \tan \alpha} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに

l : ゴムチューブの載荷長さ, 通常 2 m (200 cm)

r : 加圧状態でのゴムチューブの半径 (cm)

α : 荷重の分布角度, 45° と仮定する。

(5) プレシオメーター法による載荷試験

変形係数 E は次式で定義される。

$$E = (1 + \nu) \cdot r \cdot \frac{dp}{dr} = 2(1 + \nu) (V_0 + V_m) \frac{dp}{dv} \\ = 2.6 (V_0 + V_m) \frac{dp}{dv} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに r はメインセルの半径であるが、半径変化量はゴムチューブに圧入された水の量によって測定されるため、最終の式が一般に用いられる。

すなわち、

V_0 : 膨張させる前の測定管の容積 (cm³)

V_m : メインセルに注入した水量 (cm³)

dp : 土に与えた圧力変化 (kg/cm²)

dv : 容積の変化 (cm³)

ν はポアソン比であるが、0.3 としたときの値を標準値としているので、以下式 (2.4) で取り扱う。

(4), (5) に述べたボーリング孔内載荷試験により求めた変形係数を表-2.3 に示す、

表-2.3 ボーリング孔を利用して求めた地盤の変形係数 E

試験地点	試験深さ(m)	単位 (kg/cm ²)	
		ゴムチューブ法	プレシオメーター法
No. 1	1.70	20.2	36
	5.00	108	104
No. 2	1.70	13	23
	5.00	50	54

(6) 各種試験方法による測定結果の比較

以上の各種の試験方法によって求めた関東ロームの変形係数を一覧表として表-2.4 に示す。

この表は、各種の載荷試験の性格を知る目的から、測定結果を傾向的な 1 つの数字で表現したものである。

この表から、次の点を指摘できる。

- 地盤の変形係数は、地盤を弾性体と見なす考えの上に、その根拠を置いているが、弾性体としての完全な挙動は期待できず、変形係数は明らかに変位の関数になっている。この変形係数を用いて、実構造物の基礎の変形、解析をする場合、基準とする変位

表-2.4 各種試験法によって求めたロームの変形係数

	三軸圧縮試験		平板載荷試験 (径 30cm)		ゴムチューブ法 径 11.5cm	プレシオメータ 径 5.6cm
変形係数を求めたときの 変形	ひずみ $\epsilon=1\%$	ひずみ $\epsilon=2\%$	変位 $\delta=0.5\text{cm}$	変位 $\delta=1.0\text{cm}$	半径増加量 0.5cm	半径増加量 0.2cm
変形係数 (kg/cm ²)	55	40	100	70	20	30

をどの程度とするかは、大きな問題である。

すなわち、変形係数を求める場合、小変位量領域での、荷重-変位曲線の接線として求める方法と、ある変位位置での曲線の割線として求める方法とがあるが、設計数値としては、後者の方が、利用度が高い。

b) このようにして求めた変形係数が

平板載荷試験 > 三軸圧縮試験 > ボーリング孔内載荷試験と並ぶのは興味深いことで、応力環境の説明になる。

c) 土研式ゴムチューブ法の値がプレシオメータの値を下回っているが、この原因としては、ボーリング孔径が大きいために、孔壁を完全に保持してのボーリングがむずかしく、結果に影響を与えること、ゴムチューブの長さを大きくとっているがなおかつ上下方向への土の移動の影響を阻止できないこと、などがあげられる。

〔4〕 標準貫入試験値とプレシオメータによる変形係数の測定値との相関¹⁴⁾

すでに述べてきたプレシオメータによる変形係数の測定は、くいの設計において、その水平支持力を変位の面から制限を加えようとする設計上の要求と、設計 K 値(地盤の横方向地盤係数)を求める点で合致したために全国的に多数の測定結果を得ることになった。

たまたま、筆者の手元に入手できた測定結果と、標準貫入試験 N 値との相関を求めてみた。

対象とした土質は砂、粘土、砂れき、ロームと広範囲にわたっている。 N 値については、原位置での測定結果そのままであり、ロッド長さなどによる補正は行っていない。

この結果を用いて、相関関係を求めると

$$E_p(\text{kg/cm}^2) = 6.78N^{0.998} \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

$$\text{実用上は、} E_p \approx 7N(\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

この関係はきわめて、大胆な表現であり、適用限界その他問題は多いが、一般の地盤調査においては、標準貫入試験の N 値のみが唯一の力学定数であって、設計作業を進めなければならないことも多いので、計画設計の段階ないし、あまり重要でない構造物の設計に当たっての

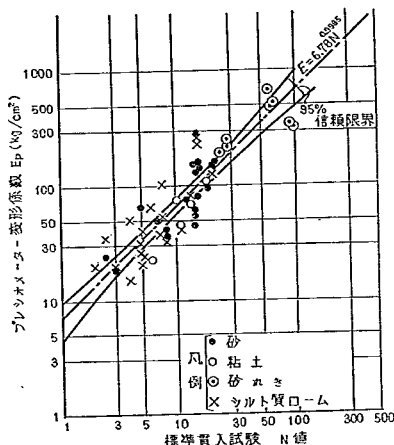


図-2.3 標準貫入試験とプレシオメータによる変形係数との相関

基礎資料として活用できよう。

なお、この関係は、地盤のせん断特性を示すと考えられる N 値と、変形係数との間をきわめて簡潔に関係づけており、土質力学の視野から見て興味ある事実と言える。

〔5〕 土の変形試験に対する問題点

一般材料の弾性係数に相当するものとして、土の変形係数を取り上げ、土に固有のものとして求めることを試みたが、その結果は試験方法に左右されることがわかった。ケーソン基礎と周辺地盤との応力環境を中心に考えると、平板載荷試験が最も近いと言えよう。

しかし、地中の任意の深さにおいて、あらかじめ平板載荷試験を行なうことは、立て坑、テストピットを利用するとしても、あらゆる現場で容易に行なえる試験とは言いがたい。

したがって、ボーリング孔を利用した載荷試験が事前調査の主流を占めることになるが、両者の間には明らかに表-2.4に示すような差が認められるので、この間の相関を明らかにする必要がある。

3. 平板載荷試験とボーリング孔内載荷試験との比較実験

果を表-3.2 に示す。

表-3.1 物理試験結果

	第1溝		第2溝		第3溝
深 度 (m)	1.8m	2.1m	2.4m	2.7m	1.8m
湿润密度 g/cm ³	1.60	1.54	1.54	1.87	1.53
含 水 比 %	12.8	8.1	9.7	27.0	8.7
乾燥密度 g/cm ³	1.42	1.42	1.40	1.47	1.41

〔1〕 試験の概要

実験土槽内に人工的に作った砂地盤と、野外の関東ローム地盤について、平板載荷試験とボーリング孔内載荷試験とを行ない、両者から求めた地盤の変形係数について、比較を行ない、相関関係を明らかにしようとするものである。

〔2〕 実験方法

(1) 試験地盤

1) 砂地盤

砂地盤としては、面積 8m×5m 深さ 4m の実験土槽に均一に締め固め、締め固め後一度、表面より高く滯水し完全に飽和させたあと排水し、湿润状態を保った。

砂は比重 2.71, 60% 粒径 0.27mm 均等係数 1.9 のもので物理試験の結果を表-3.1 に示す。

2) 粘性土地盤

粘性土地盤としては土木研究所千葉支所構内に自然たい積している関東ロームを対象とした。この関東ロームは非排水条件での3軸試験の結果 $c=0.34 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=12^\circ$ を得ている。なおテストビットにおける物理試験結

表-3.2 物理試験結果

	第1溝		第2溝		第3溝
深 度 (m)	1.8m	2.10m	2.40m	2.70m	1.80m
湿润密度 g/cm ³	1.31	1.26	1.30	1.35	1.29
含 水 比	111	126	135	121	111
乾燥密度 g/cm ³	0.622	0.566	0.554	0.612	0.610

(2) 実験方法

それぞれの地盤において、平板載荷試験とボーリング孔横方向載荷試験を実施した。平板載荷試験は、4.〔2〕

表-3.3 砂地盤における測定結果

深 さ	$\rho_s(\text{kg/cm}^3)$	$E_p(\text{kg/cm}^2)$	測 定 条 件	$\bar{E}_p(\text{kg/cm}^2)$ (平均値)
1.2m	1.46	43	平板載荷試験前に測定	43
1.8m	2.55	72	同上ただしテストビット位置で測定	86.5
"	2.90	84	"	
"	2.90	56	"	
"	3.25	105	平板載荷試験後、土槽中央で測定	
"	3.50	91	"	
"	3.80	88	"	
"	3.85	84	"	
"	2.85	67	"	
"	3.00	82	"	
2.4m	2.45	67	平板載荷試験前にテストビットの位置で実施	93.5
"	3.35	100	"	
"	2.75	96	"	
"	4.25	92	平板載荷試験後土槽中央で測定	
"	5.00	108	"	
"	4.35	84	"	
"	4.75	99	"	
"	3.55	69	"	
"	4.95	128	"	
3.0m	3.20	54	平板載荷試験前にテストビット位置で測定	55
"	2.95	65	"	

表-3.4 関東ローム地盤における測定結果

深 さ	ρ_s (kg/cm ³)	E_s (kg/cm ²)	$\bar{E}_s$ (kg/cm ²) (平均値)
1.8m	1.84	35.8	31.6
"	1.18	28.1	
"	1.00	27.3	
"	1.02	56.0	
"	1.22	32.9	
"	1.72	24.8	
"	1.96	26.0	
"	2.16	27.4	
"	1.46	31.6	
2.4m	1.85	42.0	48.8
"	2.06	55.8	
"	2.00	59.1	
"	2.32	44.0	
"	2.42	47.5	
"	2.28	45.0	
"	2.36	51.5	
"	2.12	45.6	
3.0m	2.85	74.6	60.6
"	2.26	79.0	
"	2.06	56.3	
"	3.20	72.0	
"	2.24	43.9	
"	3.65	65.2	
"	2.75	67.6	
"	2.85	34.0	

水平バネで述べるバネに対する寸法効果を明らかにするため、直径 30 cm, 60 cm, 90 cm, 120 cm の剛体円板と、30 cm×30 cm, 30 cm×60 cm, 30 cm×120 cm の長方形剛板を使用した。平板載荷試験の標準寸法は、径 30 cm とし、以下この基準測定値との対比を行なうこととした。

ボーリング孔横方向載荷試験には、一般に多用されているものとして一室法の L.L.T. 法と、3室法のプレシオメーター法がある。すでに述べたように変形係数に関しては1室法と3室法の間にほとんど差が認められないので、平面応力状態を確保しやすいと考えられるプレシオメーター法で測定した。プレシオメーターは径 56 mm の土質用の標準型を使用した。

〔3〕 試験結果ならびに試験結果に対する考察

(1) ボーリング孔横方向載荷試験

表-3.3 に砂地盤における測定結果を、表-3.4 に関東ロームに対する測定結果を示す。結果の整理は式 (2.4) によった。

プレシオメーターによる降伏圧 p_y (2 分間加圧によ

るクリープの増加点圧力) は地盤の強さ、すなわち、総まり具合の指標として、変形係数 E_s のパラッキを知る意味で併記した。一様な人力転圧による地盤造成を心掛けたが、結果には相当のパラッキを生じた。特に深さ 3.0 m の点においては、変形係数が低下しているが、地下水位が、このわずかな下にあることから見て、その影響と考えられる。

関東ロームの場合は人工砂地盤の場合よりパラッキが少ない。比較的均一な地盤条件であったこと、粘性土で、粘着力が大きいために載荷試験に先立っての孔壁の保持が容易であったことによると思われる。

(2) 水平方向平板載荷試験

各テストピットにおける載荷板の配置を 図-3.1 に、試験の状況を 写真-3.1 に示す。

載荷方法は対向壁面に反力を取り、分離式 30 t 手動オイルジャッキで加圧した。荷重は 5 t および 20 t の荷重リングで読みとり、載荷板の変位は 1/100 mm 精度のダイヤルゲージ 3~4 個で測定した。加圧段階は最大荷重に達するまで、3~4 回の繰り返し載荷とし、緩速載荷法を採用した。載荷試験結果を 図-3.2~図-3.25 に示す。

これらの一連の試験結果から径 30 cm の円形載荷板の

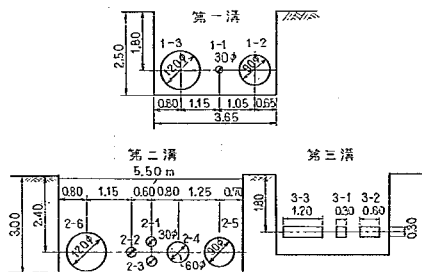


図-3.1 水平方向載荷試験配置図

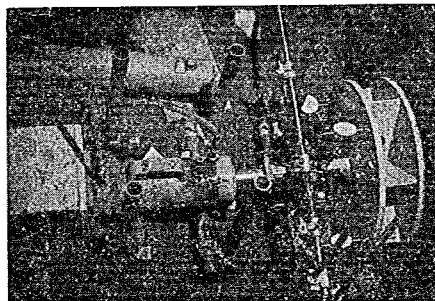


写真-3.1 水平方向平板載荷試験状況

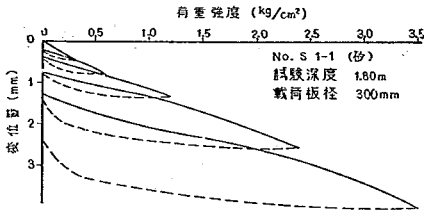


図-3.2 載荷試験における荷重—変位曲線 (1)

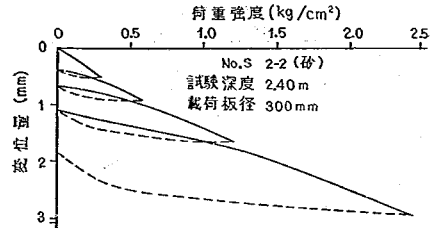


図-3.6 載荷試験における荷重—変位曲線 (5)

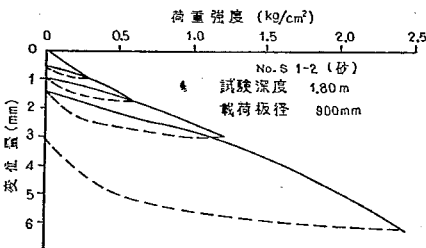


図-3.3 載荷試験における荷重—変位曲線 (2)

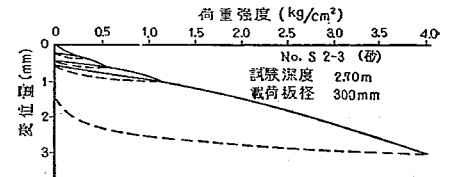


図-3.7 載荷試験における荷重—変位曲線 (6)

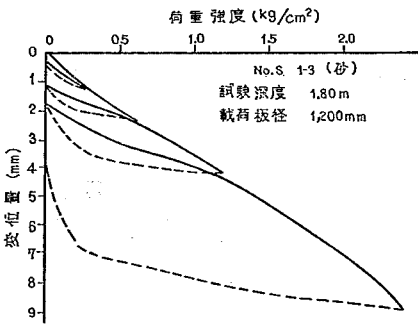


図-3.4 載荷試験における荷重—変位曲線 (3)

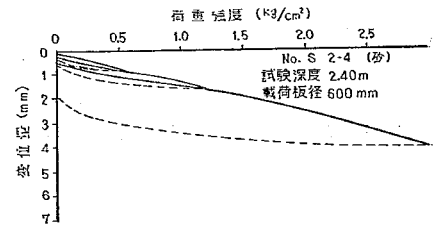


図-3.8 載荷試験における荷重—変位曲線 (7)

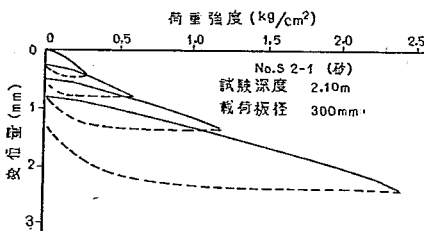


図-3.5 載荷試験における荷重—変位曲線 (4)

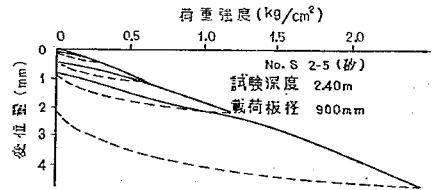


図-3.9 載荷試験における荷重—変位曲線 (8)

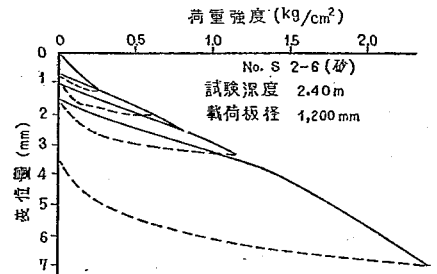


図-3.10 載荷試験における荷重—変位曲線 (9)

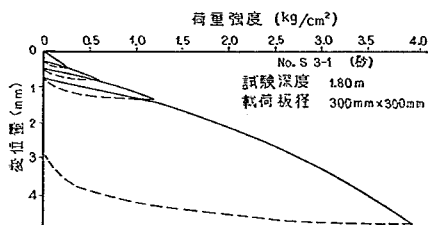


図-3.11 載荷試験における荷重—変位曲線 (10)

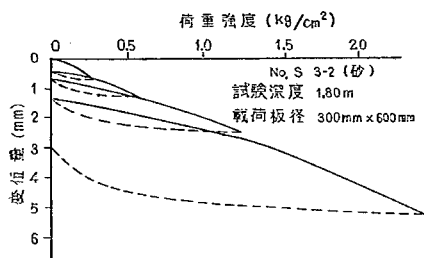


図-3.12 載荷試験における荷重—沈下曲線 (11)

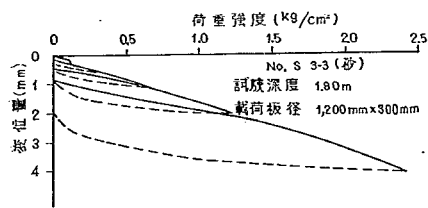


図-3.13 載荷試験における荷重—沈下曲線 (12)

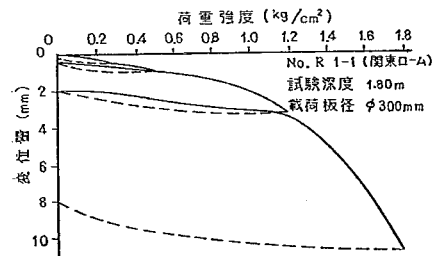


図-3.14 載荷試験における荷重—沈下曲線 (13)

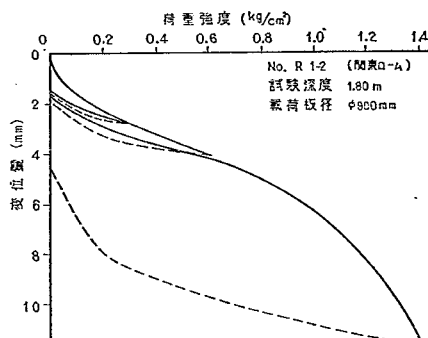


図-3.15 載荷試験における荷重—沈下曲線 (14)

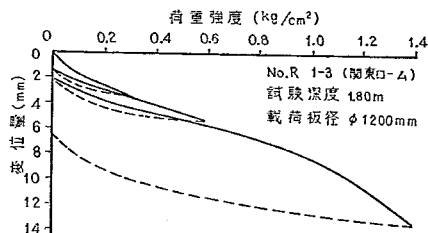


図-3.16 載荷試験における荷重—沈下曲線 (15)

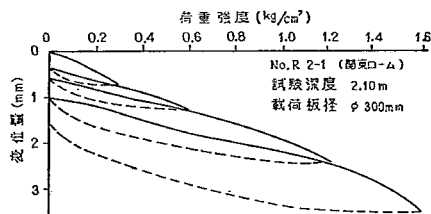


図-3.17 載荷試験における荷重—沈下曲線 (16)

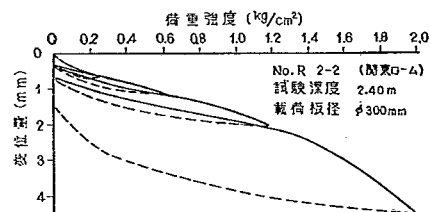


図-3.18 載荷試験における荷重—沈下曲線 (17)

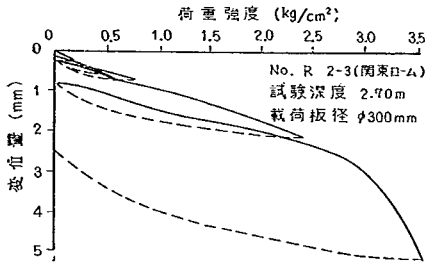


図-3.19 載荷試験における荷重一沈下曲線 (18)

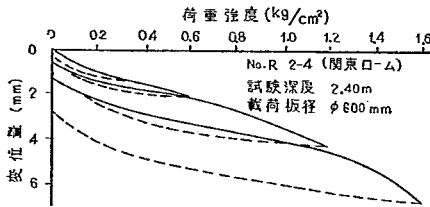


図-3.20 載荷試験における荷重一沈下曲線 (19)

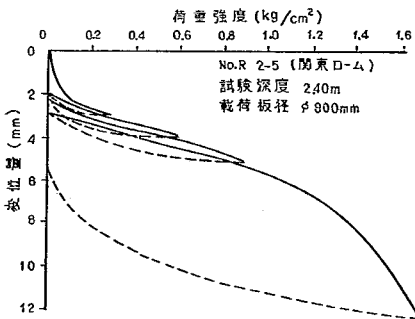


図-3.21 載荷試験における荷重一沈下曲線 (20)

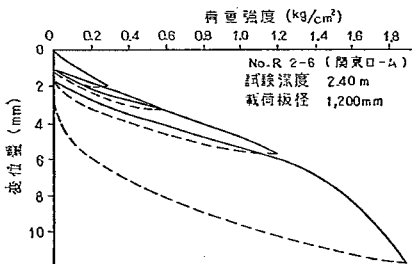


図-3.22 載荷試験における荷重一沈下曲線 (21)

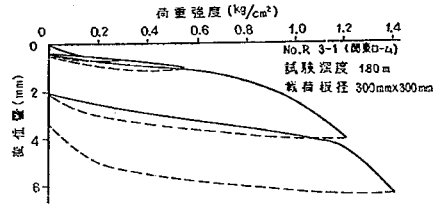


図-3.23 載荷試験における荷重一沈下曲線 (22)

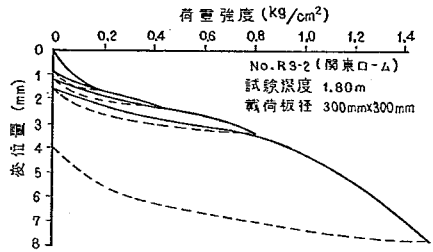


図-3.24 載荷試験における荷重一沈下曲線 (23)

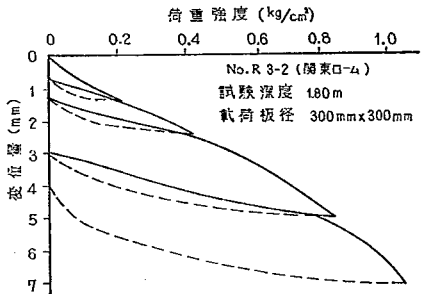


図-3.25 載荷試験による荷重一沈下曲線 (24)

表-3.5 平板載荷試験の E_0 と E_p との対比

地盤	深さ	E_0 kg/cm ²	E_p kg/cm ²	E_0/E_p
湿潤砂地盤	1.8m	324	86.5	3.75
	2.4m	382	93.5	4.1
関東ローム	1.8m	165	(36) 31.6	(4.5) 5.2
	2.4m	183	48.8	3.85

(注) 関東ロームの1.8m深さの値で () は表-2.3の値を用いた。

試験から求めた変形係数を表-3.5に示す。

試験結果の整理には式 (2.2) を用いた。

この一連の結果から、両者の関係を一義的に断定するには、やや、資料不足であるが、

ここでは両者を

$$E_0 \approx 4E_p \dots\dots\dots (3.1)$$

とおくことにする。

ここに E_0 : 径 30 cm の平板载荷試験から求めた変形係数で式 (2.2) による (kg/cm^2)

E_p : 式 (2.4) により求めたプレシオメーターによる変形係数 (kg/cm^2)

4. 土のバネ評価

〔1〕 剛体基礎を取り巻くバネの種類と定義

剛体基礎を取り巻くバネは、弾性バネを前提に分類すると次の4種になる。

- 1) 水平バネ, 2) 鉛直バネ, 3) 回転バネ
- 4) せん断バネ

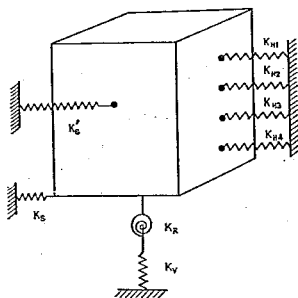


図-4.1 剛体基礎を取り巻くバネ

これらのバネを模式的に図示すると 図-4.1 を得る。以下、それらのバネを定義する。

(1) 定義

1) 水平バネ

荷重強度に対する変位の比を一般にバネと称し、コイルバネの場合には、力/長さ のデメンジョンを持つがここでは

$$K_H = \frac{p}{s} (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (4.1)$$

とおき、径 30 cm の剛体円板を用いて測定した K_H を基準値とし K_{H0} と表わす。

すでに第2章における平板载荷試験から求めた変形係数として、

$$E_0 = K \cdot D = \frac{p}{s} \cdot D \dots\dots\dots (2.2)$$

と定義したので、この両者から、

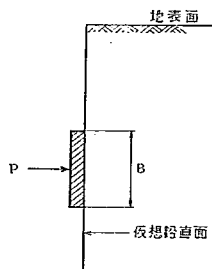


図-4.2 水平方向平板载荷試験状態

$$K_{H0} = \frac{E_0}{30} \dots\dots\dots (4.2)$$

とも表現できる。一般にこのような条件のもとでの変形試験は 図-4.2 の条件下で行なわれ、この载荷板の大きさのもとでは、その応力範囲において、変形係数は地盤に固有なものとして、一定と見なせる。

完全弾性体に対し、円形剛板による载荷試験を行なうとして、次の解が得られている。

$$s = \frac{\pi D}{4} (1 - \nu^2) \cdot \frac{P}{EA} \dots\dots\dots (4.3)$$

すなわち

$$K_H = \frac{p}{s} = \frac{4E}{\pi D (1 - \nu^2)} = \xi \cdot \frac{E}{D} \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに π : 円周率, D : 円板の径, ν : ポアソン比

E : 地盤の変形係数, P : 荷重

A : 载荷板の面積

p : 荷重強度, s : 変形量, 沈下量

式 (4.2) と式 (4.4) は、似た形をしているが意味が全く異なる。

式 (4.2) は、変形係数に対する定義であり、式 (4.4) は、 E という弾性係数を持った弾性地盤に対する恒等式である。したがって、一般の地盤を、 E という弾性係数 (ここでは弾性体でない地盤を取り扱っている) で変形係数と表現している) で一義的に表現できるのか、またバネ K_H は、载荷板の幅 D に逆比例するものか、実際の地盤について検証する必要がある。

2) 鉛直バネ

鉛直バネを K_V とし、30 cm 円形载荷板により求めたものを基準として K_{V0} とすれば、水平バネと同じ表現ができる。

$$K_V = \frac{p}{s} (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (4.5)$$

$$K_{V0} = \frac{E_0}{30} \dots\dots\dots (4.6)$$

水平バネと全く同じに 30 cm 円板以外の载荷条件に対し、 K_V を E_0 と载荷幅 B (円板の場合 D) とで表現

できるかは、完全弾性体でないために、一義的に定め得ない。しかも、鉛直バネの場合には、深さ方向に変形係数の大きさが異なり、一般には深さとともに増大する。このため、載荷板の大きさが大きくなると、深い箇所まで、応力が達するために、均一の変形係数を持つとして簡単に処理することは許されない。

水平バネの場合と異なり、深さの要素が考慮されなければならない点に、大きな特徴がある。

3) 回転バネ

載荷板にモーメントが作用した場合に抵抗するバネで次式で表現される。

$$K_R = \frac{M_0}{\theta_0} \quad (4.7)$$

ここに M_0 : 載荷板に作用する単位モーメント(kg-cm)

θ_0 : 作用モーメントによる回転角(ラジアン)

地盤の鉛直バネが単位幅当たり K_V で、地盤に対し、圧縮、引張の両領域にわたって、同一の値を持つときには、

$$K_R = K_V \cdot I \quad (4.8)$$

と表現することが可能である。

ここに I : 載荷板の回転中心に対する断面 2 次モーメント (cm^4)

K_V : 回転バネを考慮する場合の等値鉛直バネ、前項で定義した鉛直バネと必ずしも同値をとらない。

すなわち、線形挙動を示す領域でのみ成立するので、たとえば、ケーソンが、水平力によって回転変位し、底面の一部が浮き上がるときには、当然この関係式は成立しない。

4) せん断バネ

載荷板にせん断力が作用した場合に抵抗するバネで、次式で表現される。

$$K_S = \frac{S'}{\delta} \quad (4.9)$$

ここに S' : 載荷面に作用するせん断強度 (kg/cm^2)

δ : せん断力による変位 (cm)

いま、図-4.1 のような剛体基礎の安定問題を取り扱う場合、底面位置でのせん断バネは独立した値として必要になるが、その場合でも載荷板の大きさ、せん断変形を起こす地盤の条件は鉛直

バネと全く変わらないので

$$K_S = \eta \cdot K_V \quad (4.10)$$

の形で表現することができれば、バネ条件を簡略化することができる。またケーソン側面のせん断バネ K_S' は前面の水平バネ K_{H_i} の割増しとして取り扱うことが可能である。

また側面のせん断バネによる回転バネに対する割増しが問題になるが、式 (4.8) が成立する条件では、 K_V に対する割増し係数として整理できる。

5) 総括

ケーソン基礎という根入れを持った剛体基礎の支持条件を前提に考えると、バネは、次の 3 種に限定できる。

- a) 周面摩擦すなわち根入れ部分の地盤のせん断抵抗を考慮しての、鉛直バネ K_V の決定
 - b) 側面地盤のせん断抵抗を考慮しての水平バネ K_H の決定
 - c) 鉛直バネ K_V から底面のせん断バネ K_S の決定
- 回転バネ K_R については鉛直バネ K_V との関係が、はっきりすれば、事実上不要になる。

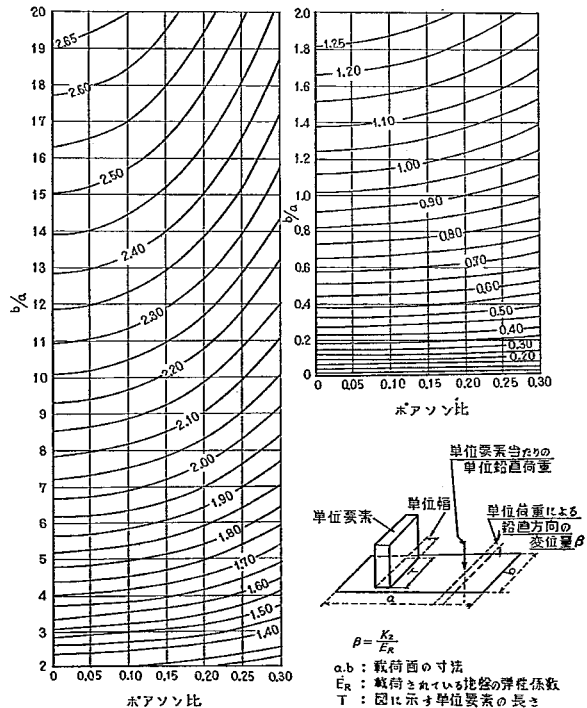


図-4.3 垂直荷重に対する Vogt のバネ計算図表

(2) バネの定義に対する補足

4. [1] (1) において、まず筆者の考えを述べたが、ここで、ダム本体の地盤支持条件をバネで表示する場合に一般に用いられている Vogt のバネについて簡単な説明を加えておく。

Fredrik Vogt¹⁰⁾ は、基礎と地盤の間の接触面での応力分布を与え、それによる変位の平均変位を求める考えから、沈下と回転角を求めている。

この計算法はアメリカ合衆国開拓局のアーチダムの基準の中に計算図表¹⁰⁾として取り入れられており、1例として垂直荷重に対するものを図-4.3に示す。

垂直荷重によるバネ K_V は

$$K_V = \frac{E_R}{K_2 \cdot b} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここに E_R : 地盤の変形係数

K_2 : 地盤のポアソン比と載荷幅の比 b/a によってきまる係数

b, a : 載荷面の寸法

〔2〕 水平バネ

(1) 砂質土

1) 試験の概要

第3章において、平板載荷試験とボーリング孔内載荷試験との比較実験について述べたが、そのテストピットを利用し、次に示す、載荷板の種類で、水平載荷試験を実施した。

円形載荷板 径 30 cm, 60 cm, 90 cm, 120 cm

長方形載荷板 30cm×30cm, 30cm×60cm, 30cm×120cm

2) 試験結果

試験から求めた K_H を地盤条件別に表-4.1に示す。

長方形載荷板については有効載荷幅として、 $\sqrt{A}$ をもって表示した。 A は載荷板の面積である。

表-4.1 載荷幅による K_H の変化 (砂質土)

円形載荷板 深度	径 30cm	径 60cm	径 90cm	径 120cm
	K_H 比	K_H 比	K_H 比	K_H 比
1.8m	10.8 1	— —	4.9 0.45	3.9 0.36
2.4m	12.7 1	8.0 0.67	5.8 0.46	4.3 0.34

長方形載荷板 深度	有効幅 $B=30$ cm	$B=42.4$ cm 30cm×60cm	$B=60$ cm 30cm×120cm
	K_H 比	K_H 比	K_H 比
1.8m	11.5 1	5.5 0.47	6.3 0.55

単位: kg/cm³

なお K 値は同一荷重強度における割線こう配として求めた。

(2) 粘性土

1) 試験の概要

第3章に説明したテストピットを使用し、次に示す載荷板の種類で水平載荷試験を実施した。載荷板の種類は砂質土と同じである。

2) 試験結果

試験から求めた K_H を地盤の条件別に表-4.2に示す。長方形板による載荷の取り扱いについては砂質土と同じである。

表-4.2 載荷幅による K_H の変化 (粘性土)

円形載荷板 深度	径 30cm	径 60cm	径 90cm	径 120cm
	K_H 比	K_H 比	K_H 比	K_H 比
1.8m	5.5 1	— —	2.5 0.45	1.8 0.33
2.4m	6.3 1	3.8 0.60	3.0 0.48	2.4 0.38

長方形載荷板 深度	有効幅 $B=30$ cm	$B=42.4$ cm 30cm×60cm	$B=60$ cm 30cm×120cm
	K_H 比	K_H 比	K_H 比
1.8m	6.0 1	3.6 0.60	2.5 0.42

単位: kg/cm³

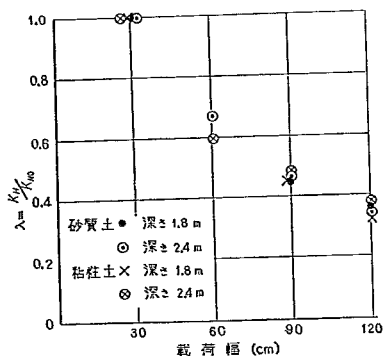


図-4.4 円形載荷板での載荷幅の影響

(3) 考察

1) 載荷幅と K_H の関係

同じ形状を持った円形載荷板の場合の試験結果を載荷幅を横軸にとって図-4.4に図示する。

直径 30 cm の円形載荷板による K 値を K_{H0} とすでに表現したが、少なくとも同一形状を持った円形載荷板では、

$$\frac{K_H}{K_{H0}} = \left(\frac{D}{30} \right)^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

と表現できる。すなわち、砂地盤、ローム地盤および地盤の変形係数の大きさ(地盤のかたさ)に無関係に成立している。

2) 載荷板の形状の影響

図-4.5 に縦軸に K_H/K_{H0} 、横軸に載荷幅をとり、有効載荷幅で表示したものと、長辺をもって載荷幅としたものを○印で囲み示した。

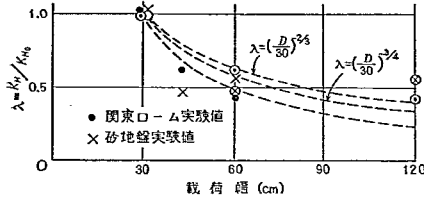


図-4.5 長方形載荷板での載荷幅の影響

たまたま実験個数が少なく、しかも砂地盤の実験結果は、明らかに地盤の不均一性の影響を受けており、均一地盤に対するものとして、この結果から載荷板の形状の影響を論ずることはできない。

したがって、天然のたい積地盤である関東ロームでの測定値を中心に考察を加える。

- 1) 今回の実験の範囲すなわち、長辺対短辺の比が 4:1 までの間では、長辺を載荷幅として処理する場合には、載荷幅の比の $-2/3$ 乗に近い値を示している。
- 2) 載荷幅として、載荷面積の平方根を採用して整理した結果は、載荷幅の比の -1 乗に近い値を示している。

- 3) したがって、この結果から、 K 値の補正をすでに述べた $-3/4$ 乗則で行なう場合、有効載荷幅としていずれを採用するか断定し難い。
- 4) ここでは形状係数を、含んで考える意図もあって、載荷幅として載荷面積の平方根を採用し、第 6 章および第 7 章において確かめることとする。

〔3〕鉛直バネ

(1) 砂質土

- 1) 本州四国連絡架橋調査のうち、径 3m、2000t 容量の載荷試験¹⁷⁾
- 1) 試験の概要
本州四国連絡架橋調査のうち地盤調査のひとつとして、洪積世砂れき層(大阪層群中の明石層)に対して、最大載荷容量 2000 t の載荷試験を実施した。

試験装置の全景を写真-4.1 に示すが、反力げたは、長さ 10m、高さ 2m、幅 1.6m の箱形断面で、反力には、径 12cm、長さ 15m のボーリング孔に PC 鋼より線をコンクリートで定着し、1 本当たり 150 t の引き抜き力の期待できるものを作成し、1 端に 4 本、合計 16 本

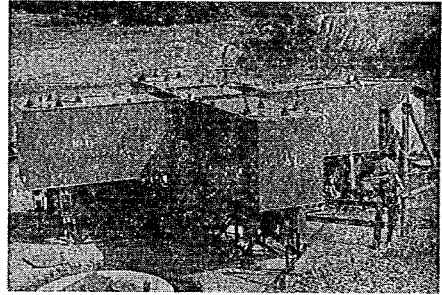


写真-4.1 2000 t 載荷試験全景

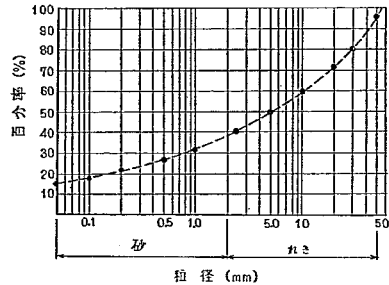


図-4.6 粒度加積曲線

掘尺 (m)	深度 (m)	標高 (m)	記号	試料	土質 分類	色	相対 密度	備考	標準貫入試験 (N 値)							
									0	10	20	30	40	50	60	70
0.00		0.00	○													
1		0.0	○					硬質のれき(チャート砂岩)と風化れきが少量に混入する。風化れきはハンマーで打てば容易にくずれる。	52	56	54	52	50	48	46	44
2		0.0	○						54	58	56	54	52	50	48	46
3		0.0	○						56	60	58	56	54	52	50	48
4		0.0	○						58	62	60	58	56	54	52	50
5		0.0	○						60	64	62	60	58	56	54	52
6		0.0	○						62	66	64	62	60	58	56	54
7	700	0.0	○		砂れき	色よく締り多い		れきが非常に多い。粘土力が多い。	64	68	66	64	62	60	58	56
8	800	0.0	○		砂れき	褐色			66	70	68	66	64	62	60	58
9		0.0	○						68	72	70	68	66	64	62	60
10		0.0	○						70	74	72	70	68	66	64	62
11		0.0	○						72	76	74	72	70	68	66	64
12		0.0	○					玉石が混入する。貫入不能。	74	78	76	74	72	70	68	66
13		0.0	○						76	80	78	76	74	72	70	68
14		0.0	○						78	82	80	78	76	74	72	70
15	1500	0.0	○		砂れき				80	84	82	80	78	76	74	72

図-4.7 ボーリング柱状図

用いた。

載荷ジャッキには 300 t のオイルジャッキ 8 台を使用し、径 3 m の載荷試験を 2 箇所、37.5 cm 径の載荷試験を 2 箇所実施した。

2) 試験地盤

試験地盤の粒度加積曲線を 図-4.6 に、ボーリング柱状図を 図-4.7 に示す。砂れき層の密度を N 値で判断するのは危険であるが、れきの風化度も考慮すると、4 m

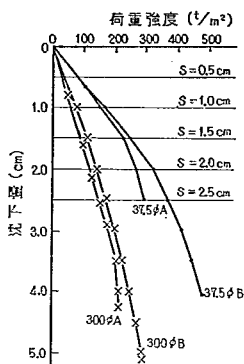


図-4.8 明石層載荷試験の荷重—沈下曲線

表-4.3 載荷幅による K_V の変化

計算値	K_V kg/cm³	K_{V0}	E_0 kg/cm²	比
載荷条件				
径 37.5 cm 円板	16.7	19.7	590	1.00
径 300 cm 円板	6.7	37.6	1130	1.92

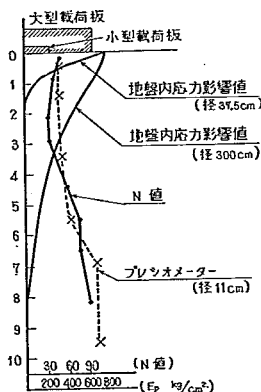


図-4.9 標準貫入試験とプレシオメーターによる変形係数の測定結果

より浅い部分と深い部分とは相当、性質が変化していると思われることができる。

3) 試験結果

径 300 cm と径 37.5 cm の円形剛体載荷板を用いての載荷試験の結果得られた荷重沈下曲線を 図-4.8 に示す。この荷重沈下曲線から鉛直バネ K_V を求め、ついで水平バネで求めた式 (4.12) の関係が成立するとして、30 cm 載荷板の K_{V0} を求める。この K_{V0} から地盤の変形係数 E_0 を求めその結果を表-4.3 に示す。

また、この地点における地盤の深さ方向の変形係数の変化を知るために、ボーリング孔を利用して、径 56 mm と径 110 mm のプレシオメーターによる変形係数を測定した。径の大きな 110 mm のものは、砂れき用としてれき径の影響を少なくするために試作したものであり、測定結果を 図-4.9 に示す。この図では 2. [4] の式 (2.7) の相関に従って横軸をとっており、この粒径程度の砂れきでは、相当、相関性を期待できる。

4) 考 察

表-4.3 から明らかに均一の地盤とみなして計算するには、載荷板の径が大きくなると、深さ方向の密度増加、すなわち、変形係数の増大の影響を受けることを指摘でき、直接分布を測定した結果を表わした 図-4.9 にもこの傾向が認められる。

砂質土盤における密度増加の影響については、Terzaghi 以来指摘されているところであるが、以下 表-4.3 の増加率 1.92 に近い値での推定について、考察を進める。

a) Terzaghi 式の検証

Terzaghi は 1 フィート角の正方形載荷板での試験と実測結果から次の経験式を提案している¹⁰⁾。

$$\rho_f = \rho_s \left[\frac{b_f(b_s+1)}{b_s(b_f+1)} \right]^2 \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

ここに ρ_f : 基礎の沈下量(インチ) S_L

ρ_s : 平板載荷試験での沈下量(インチ) S_s

b_f : 基礎の載荷幅(フィート) B_L

b_s : 平板載荷試験の載荷幅(フィート) B_s

ここで使用している記号を今まで使用してきた記号に変えて表現すると、

$$S_L = S_s \left[\frac{B_L(B_s+1)}{B_s(B_L+1)} \right]^2$$

$$\frac{S_L}{S_s} = \left(\frac{B_L}{B_s} \right)^2 \left(\frac{B_s+1}{B_L+1} \right)^2$$

cm 単位に換算して

$$\frac{S_L}{S_s} = \left(\frac{B_L}{B_s} \right)^2 \left(\frac{B_s+30}{B_L+30} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

この関係を用いて、変形係数への影響を求める。

$$E = \frac{p}{S} \cdot B$$

から

$$\begin{aligned} \frac{E_L}{E_S} &= \frac{B_L}{B_S} \cdot \left(\frac{\frac{1}{S_L}}{\frac{1}{S_S}} \right) = \frac{B_L \cdot S_S}{B_S \cdot S_L} \\ &= \frac{B_S}{B_L} \left(\frac{B_L + 30}{B_S + 30} \right)^3 \dots\dots\dots (4.15) \end{aligned}$$

したがって $B_L=300$ cm $B_S=37.5$ cm を代入すれば
 $E_L \approx 3 E_S$

この結果からすれば、Terzaghi 式による推定が表-4.3 の結果を上回る。

b) 変形係数の実測値からの推定

3.[3] の式 (3.1) において

$$E_0 \approx 4 E_p$$

の関係をj得ている。

したがって、プレシオメーターで測定した変形係数 E_p の分布を使用して、載荷板の大きさが変化した場合の、換算変形係数を求めてみる。

すなわち、この換算変形係数は同一載荷荷重を受けたとき同一の沈下量を与える見掛けの均一な変形係数を言い、次式で表わせる。

$$\bar{E} = \frac{n \cdot \Delta l \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot \Delta l}{E_i}} \dots\dots\dots (4.16)$$

ここに $\bar{E}$: 換算変形係数 (kg/cm²)

Δl : 地盤を深さ方向に分割した単一層の厚さ (cm)

n : 単一層に分割した層の数

σ_i : i 番目の単一層の載荷による地中応力度 (kg/cm²)

E_i : i 番目の単一層の変形係数

一般に計算する深さ $n \cdot \Delta l$ としては載荷幅 B の 3 倍程度はとる必要がある。 σ_i の値としては、完全弾性体の応力度を使用してもよいが、次式で求めるのが通常であり θ としては、30°~35°をとる。この θ の値と土質との関連については明白でなく、ここでは、30°として計算する。

$$\sigma_i = \frac{P}{(B+2h \cdot \tan \theta)(L+2h \cdot \tan \theta)}$$

B, L : 載荷板の寸法 (cm)

h : i 番目の層の深さ (cm)

θ : 荷重分散角度

P : 作用荷重 (kg)

$B=L=300$ cm, $\Delta l=25$ cm, $n \cdot \Delta l=4 B=1,200$ cm
 $\theta=30^\circ$ として $\bar{E}$ を求める。 E_i としては、プレシオメーターの E_p をそのまま用いる。小型の載荷板 37.5 cm との比較をするうでは、 E_i の絶対値は問題にならず、分布だけが問題になるため、このように取り扱うこととした。

載荷板の直下の変形係数 200 kg/cm² (E_p) に対し図-4.9 の分布を仮定して、式 (4.16) から $\bar{E}$ を求めると 240 kg/cm² を得る。この結果は表-4.3 に 1.92 に比べ 1.20 と言うことで、載荷試験結果と合致しない。

この差を説明するものとしては、載荷板の下 2m~3m 付近の砂れき層の密度が、ボーリング位置と異なり、もう少し大きな値を持っていたと理解するよりない。載荷板の中心とボーリング位置とでは、約 6m 離れていた。

c) まとめ

沈積砂れき層での実験の範囲では、式 (4.15) と式 (4.16) の有用性について、判然とした結論は得られなかった。

なお、本実験に対する D. M. Burmister¹⁹⁾ の提唱式についての検討、Niebur²⁰⁾ の式についての検討については、土木研究所報告 129 号¹⁷⁾ に述べているが、本論文の結論に直接関係がないので省略する。

2) 実験砂槽を用いたの載荷実験²¹⁾

1) 試験の概要

第3章で紹介した実験砂槽に、同じような人工砂地盤を作って実験を行なった。

実験は底面寸法 50 cm×50 cm、高さ 50 cm のコンクリートブロックの底面に直径 40 mm の差働トランス型の土圧計を 15 個取り付け、鉛直載荷を行ない、偏心量による底面反力分布の変化、沈下ならびに傾斜量を測定する内容である。

2) 地盤条件

使用した砂は次のようなものである。

表-4.4 使用砂の性質

れき分	砂 分	シルト分	粘土分	最大径	D_{60}	D_{10}	均等係数	2000 μ フルイ通過率%	420 μ フルイ通過率%	74 μ フルイ通過率%	分類
0~1	95~100	0~4	0	4.76mm	0.24 ^{mm} ~0.33	0.12 ^{mm} ~0.16	2.0	99~100	74~89	0~4	砂

表層に近い部分は、比較的、ルーズであり、変形係数を測定するのは困難というより不可能に近い。第3章の実験においては、1.2 m の深さで $E_p = 43 \text{ kg/cm}^2$ を実測している。

これに対し、乾燥密度の測定は比較的容易であるが、この場合 $1.42 \text{ g/cm}^3 \sim 1.55 \text{ g/cm}^3$ の値を得ている。

たまたま、新潟地震の震害の原因調査²⁹⁾に関連して、行なった実験から N 値と乾燥密度 γ_d の相関を図-4.10のごとく得ていた。実験に用いた砂は、ほぼ一点鎖線に近いので、 N 値を逆算すると $N = 3 \sim 8$ を得る。

したがって、 $E_p = 21 \sim 56 \text{ kg/cm}^2$ $E_0 = 85 \sim 220 \text{ kg/cm}^2$ と推定できる (式 (3.1) を使用)。

3) 試験結果

偏心のない条件での鉛直載荷を荷重 1 ton、平均荷重強度 0.4 kg/cm^2 で行なったが、底面反力分布と沈下量を測定したものを図-4.11 に示す。

この結果に見るように、底面の反力は、決して一様分布ではなく、周辺に近い点では外方に砂が逃げる傾向になって、反力度が減少している。

4) 結果の解析

すでに求めた手法によって沈下量を推定してみる。

E_0 の値は $80 \sim 220 \text{ kg/cm}^2$ と相当の幅を持っている。表層地盤の E_0 として、最小値を用いると、

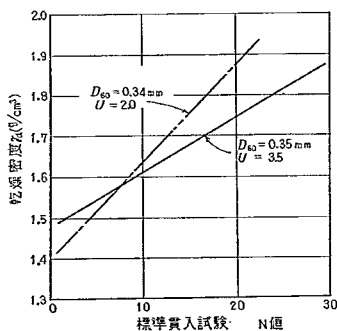


図-4.10 N 値と乾燥密度の関係

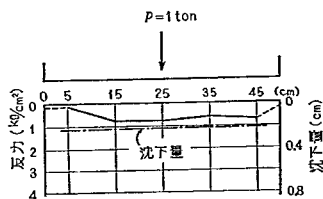


図-4.11 砂地盤上のブロック荷重試験 (底面反力と沈下量の関係)

$$E_0 = 85 \text{ kg/cm}^2$$

Terzaghi が砂地盤について提唱した関係を用い、載荷板の幅を 50 cm としたときの補正を行なう。式 (4.15) から

$$\begin{aligned} \bar{E}_0 &= \left(\frac{B_L + 30}{B_S + 30} \right)^3 \frac{B_S}{B_L} \times 85 \\ &= \left(\frac{80}{60} \right)^3 \cdot \frac{30}{50} \cdot 85 = 91 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$K_{V0} = \frac{91 \text{ kg/cm}^2}{30 \text{ cm}} = 3.03 \text{ kg/cm}^3$$

50 cm の載荷板のバネは、式 (4.12) から

$$(K_V)_{50} = K_{V0} \cdot \left(\frac{50}{30} \right)^{-3/4} = 3.01 \left(\frac{50}{30} \right)^{-3/4} = 2.06 \text{ kg/cm}^3$$

したがって沈下量は

$$s = \frac{p}{K_V} = \frac{0.4 \text{ kg/cm}^2}{2.06 \text{ kg/cm}^3} = 0.195 \text{ cm}$$

実測結果は $\bar{S} \approx 0.21 \text{ cm}$ (根入れ 0 cm)

$\bar{S} \approx 0.18 \text{ cm}$ (根入れ 30 cm)

実験に使用した砂地盤が、人工地盤であり、深さ方向の密度変化を適確にとらえることができなかったが、表層における変形係数を、測定値における最小値として求め、深さ方向の補正を行なったの沈下量の算定は、ほぼ測定値に一致した。均一な粒度からなる砂地盤での、沈下の推定が、ある程度可能になったと言える。

(2) 粘性土

以下に報告する実験結果は関東ローム地盤におけるものであり、他の資料はない。

砂質土に比べて、資料が少ないが、粘性土の代表として取り扱うこととする。

1) 千葉支所構内における鉛直載荷試験

鉛直載荷試験の場合、載荷装置が問題になるが、ここでは次の2種類の載荷板に対し、散水車 (積載水量、自重ともで 20 t) を反力として、載荷した。

〔載荷板の種類〕

- 50 cm × 50 cm、高さ 50 cm のコンクリートの方形ブロック
- 水平載荷試験の時に使用した径 30 cm の剛体鋼製載荷板

載荷試験の結果を図-4.12、図-4.13 に示す。この荷重-変位曲線から鉛直バネを求める。

表-4.5 鉛直バネ定数 K_V (kg/cm^3)

基準変位	径 30 cm 載荷板	50 cm 方形載荷板	$K_{30} \cdot \left(\frac{50}{30} \right)^{-3/4}$
0.3%	6.6	4.6	4.5
0.1%	14	8.0	9.5

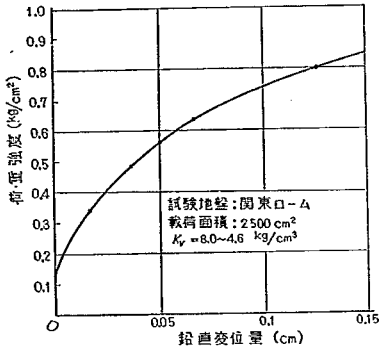


図-4.12 50 cm 正方形ブロックによる載荷試験結果

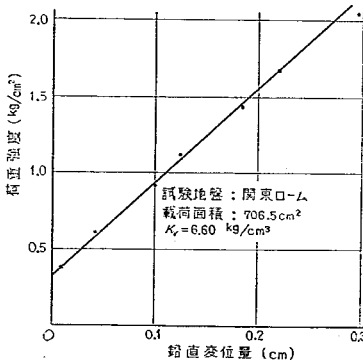


図-4.13 径 30 cm の円形載荷板による載荷試験結果

2) 試験結果の考察

荷重-変位曲線に見るように径 30 cm の試験に比べ、50 cm の試験結果は荷重の大きさが、小さかったきらいがあり、曲線の形状が異なる。したがって、載荷幅の % をもって基準変位とし、その点と原点との割線こう配をもって K_V として両者を比較した。

水平バネおよび鉛直バネの砂質土の場合に述べたように式 (4.12) が、一様な変形係数を持つと見られる粘性土に対し、鉛直方向にも成り立つとして計算したものが表-4.5 の右欄の数字である。

この 1 つの結果から式 (4.12) が鉛直方向にも成り立つとするには、あまりにも裏付け料が乏しいが、この仮定が成り立つとして、第 7 章の野外実験の結果を検討することとしたい。

(4) 回転バネ

(1) 砂質土

1) 実験砂槽を用いての載荷試験

1) 試験の概要

a) 4.〔3〕(1) の 2) の実験の延長として、偏心載荷試験を行なった。すなわち、50 cm×50 cm×50 cm の正方形のコンクリートブロックの頂部に偏心荷重を加えた。

b) 長さ 8 m、幅 5 m、深さ 4 m の実験砂槽 (4.〔2〕の一連の実験を行なったもの) の上面に平面形で 150 cm×150 cm 高さ 100 cm のコンクリートブロックを作り、加振機を用いての強制振動実験を行なったが、その際、鉛直載荷試験から K_V と、水平載荷試験から K_R を求めた。

2) 試験の結果

表-4.6 回転バネの試験結果

ブロックの 大きさ	K_V kg/cm³	K_R kg-cm	K_V'	K_V'/K_V
50 cm×50 cm	1.90	2×10^6 *	4.0	2.1
150 cm ×150 cm	0.88	44×10^6	1.05	1.2

K_V' : (4.8) で定義したバネ

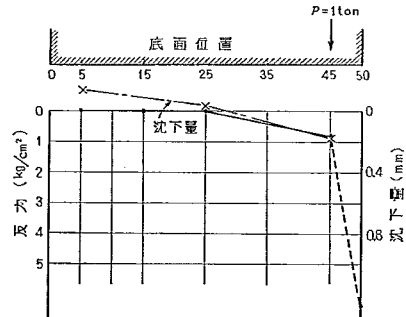


図-4.14 偏心載荷試験結果

K_V は鉛直載荷試験結果による実測値で、 K_R は * の場合 図-4.14 に示すように 1 t の荷重を 20 cm 偏心載荷させることにより、明らかに反対側に浮き上がりを生じている。したがって両者の結果を同一に並べて比較することはできない。

(2) 粘性土

1) 千葉支所構内関東ロームを用いての載荷試験

1) 試験の概要

前出 1) b) の実験の 1 つとして、関東ロームの上に設置した 150 cm×150 cm×100 cm のコンクリートブロックに対し、水平載荷試験を実施した。

2) 試験の結果

回転バネ定数として 85×10^6 kg-cm の値を得た。この値から K_V' を求めると $K_V' = 2.0$ kg/cm³。

このブロックに対する鉛直載荷試験は設備上できな

だったので、4.〔2〕の実験結果を使用する。

すなわち、径 120 cm の円形載荷板の結果から、1.8 kg/cm² を得ており、150 cm に換算すると、1.53 kg/cm² を得る。

また 4.〔3〕(2) の実験結果から、径 30 cm の載荷板での K_V は 6.6 kg/cm²。したがって、150 cm に換算すると、2.0 kg/cm²。

砂質土の場合と同じように回転パネからの逆算鉛直パネ K_V' と、鉛直パネ K_V の比を求めると

$$\frac{K_V'}{K_V} = \frac{2.0}{1.53 \sim 2.0} = 1.3 \sim 1.0$$

この値は砂質土で 150 cm の正方形ブロックから逆算した値 1.2 とほぼ合致している。

(3) 考察

以上の結果から、底面の一部に浮き上がりを生じない程度の外力による回転パネは、その底面の寸法効果を考慮して求めた鉛直方向パネ定数に、その底面の断面 2 次モーメントを乗じたものにほぼ等しい。一般的な傾向として、鉛直パネとしては鉛直荷重状態での値よりやや大きく、本実験の範囲では約 20% 増の値を得た。

また偏心量が増加するにつれて、回転パネを求めるための鉛直パネはより大きい値に移行する傾向にある。

〔5〕せん断パネ

(1) 関東ロームでの実験

4.〔3〕(2) と同じ地盤で、40 cm × 45 cm のコンクリートブロックに 800 kg の上載荷重を加え、せん断試験を実施した。試験の状況を写真-4.2 に示す。

加圧には油圧ジャッキを用い、力はブルーピングリングにより読みとり、変位は 1/100 mm ダイアルゲージによった。

底面でのせん断応力度と水平変位の関係を図-4.15 に示す。この曲線に見るように完全な直線領域はないので、基準変位量を定め、その点を通る割線こう配をもって、せん断パネ K_S と定義し、4.〔3〕(2) で求めた鉛直

パネ K_V との比を求める。

この結果から塑性域には入らないほぼ弾性域ではその比が 0.5 に近いことを知る。この実験での鉛直応力度は 0.44 kg/cm² であるが、せん断応力度 0.35 kg/cm² の付近で地盤は底面付近で破壊し、ずるずるとすべり出す。

(2) 人工砂層での実験

すでに紹介した土槽に作成した人工砂層において、関東ロームの場合と同じ 40 cm × 45 cm の底面積を持つコンクリートブロックを用いて、鉛直およびせん断試験を行なった。鉛直載荷試験の荷重強度-変位曲線を図-

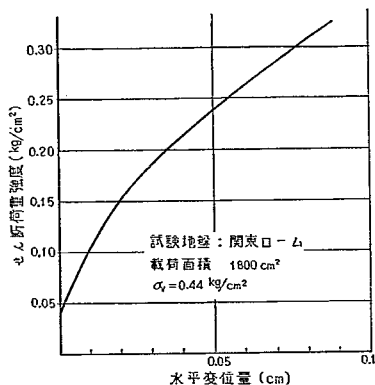


図-4.15 せん断試験による荷重変位曲線

表-4.7 せん断パネと鉛直パネの比 (ローム)

基準変位	K_V kg/cm ²	K_S kg/cm ²	K_S/K_V	載荷幅に対する変位の%
0.15 cm	4.65	2.0	0.43	0.35
0.10	6.0	2.75	0.46	0.23
0.05	8.0	3.90	0.49	0.12

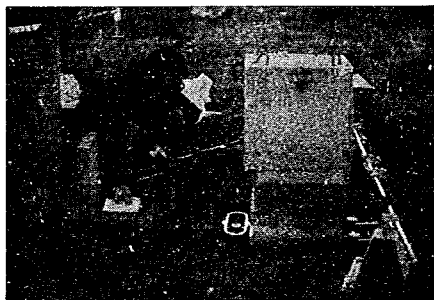


写真-4.2 せん断試験状況

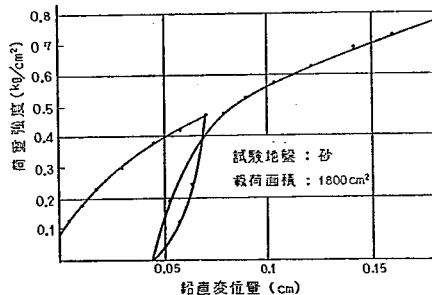


図-4.16 鉛直載荷試験による荷重-変位曲線

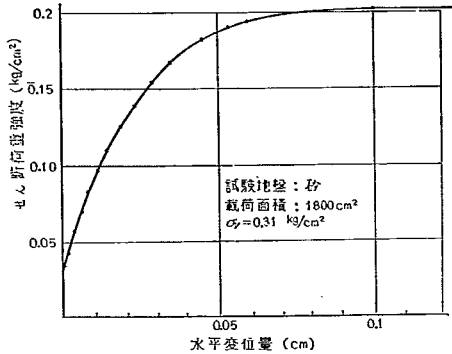


図-4.17 セン断試験による荷重—変位曲線

表-4.8 セン断パネと鉛直パネの比 (砂)

基準 変位 cm	$K_V \text{ kg/cm}^3$	$K_S \text{ kg/cm}^3$	K_S/K_V	載荷幅 に対する変 位の%
0.05	6.2	3.1	0.5	0.12
0.03	7.3	4.0	0.55	0.07
0.01	10	5.6	0.56	0.02

4.16 に同じく、せん断試験の結果を 図-4.17 に示す。
この結果を用いて、 K_S/K_V を求める。

この結果は、関東ロームの場合にほとんど近い結果と
言える。すなわち、その比はほぼ 0.5 である。

(3) その他の試験結果

土質材料に対する一面せん断試験結果は数多く発表さ
れており、一連の実験に用いた砂とロームの試験結果を
図-4.18 に示すが、せん断箱による周面拘束効果が強く
出て、ここで取り扱っているせん断変形の挙動と異なっ
た様相を示すことが理解されて、一面せん断試験から求
めたパネは似て非なるものとみてよい。

したがって、ここで取り扱うせん断パネと似た応力環
境のもとで測定された結果としては、ダムサイトで一般
に行なわれているブロックシャーテストの結果があるだ
けと言える。

図-4.19 に先に示した明石層 (洪積砂れき層) に対
する試験結果を K_S と K_V でプロットしてある。

(4) 考 察

この比較的少ない試験結果からせん断パネの推定に関
する結論を出すことは危険である。しかし、少なくとも
次の点を指摘することはできよう。

- 1) セン断パネが線形に近い状態を示すのは、比較的
小さい変形 (鉛直変位に比べて) の区間であり、鉛

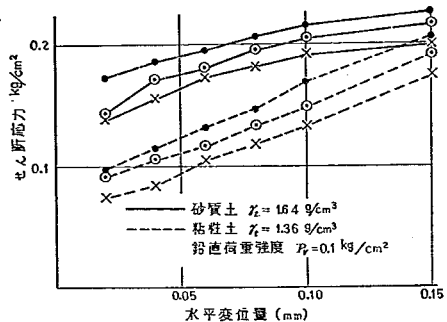


図-4.18 一面せん断試験結果

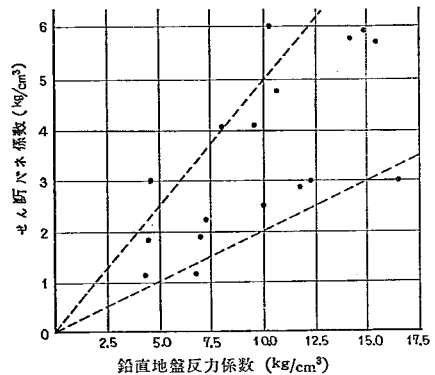


図-4.19 明石層のブロックシャーテスト結果

直パネに対する比は、0.5 に近い値にすら達する。

- 2) 4.1(1)(2) に Vogt のパネについて述べたが Vogt
の弾性解において、 K_S/K_V を求めると、1.0 以上
の値となり、1) の事実は弾性解よりせん断パネは小
さいことを示している。
- 3) またブロックシャーテストの結果は、より小さい
値を与えており、せん断パネを論ずる場合、特にパ
ネを求めるための基準変位量が問題になることを教
える。
- 4) セン断パネの設計値としての評価が当然問題にな
るが、地盤と載荷面の間の力の伝達能力、設計の対
象になるせん断変形量を適確に知ることができなけ
れば、せん断パネとしては、実測された最下限値を
採用するのが、現状における判断になろう。
- 5) この意味から、三軸応力状態でのせん断変形試験
機の開発と、それによる実測値、実構造物の規模で
のせん断変形の観測により、この面での資料の充実
が急がれる。

5. ケーソン基礎の静的水平抵抗のつり合い式の誘導²³⁾

〔1〕 まえがき

ここでは、剛体と見なすことのできるケーソンの頂部に水平力が作用したとき、ケーソンの水平抵抗を、地盤に対するつり合いの問題として解く。

在来この問題は、ケーソンの安定計算と言う表現で、発表されてきたが、この論文の頭書の趣旨に述べたように、水平力を受けたケーソンの挙動を追跡する変位の計算法と理解されたい。

〔2〕 ケーソン基礎とくい基礎の構造上の分類

ケーソン基礎とくい基礎とは施工方法の差とともに構造上、まったく異質のものとして取り扱われ、設計体系が違っている。深い基礎という意味では全く同じ分類にはいっており、単純に見ると、ケーソンの細いものが多いで、くいの太いものがケーソンと言うことになる。

近ごろ、径 2 m に達するような場所打ちくいが施工されるようになり、設計体系が異なるだけに、両者の間に境界を設ける必要を生じてきた。

具体的に設計方法で違っている点を列举すると次の 4 点になる。

- 1) 側面地盤の地盤反力係数の分布の仮定
- 2) 変位の計算における本体の剛性の取り扱い
- 3) 底面の地盤反力分布の相違
- 4) 地震力の取り扱い

このうち 4) については耐震設計の問題であり、ここでは取り扱う範囲外であるので除外して考える。

また 3) の底面の地盤反力分布の相違については、ケーソンにおいても、その根入れ長さが大きくなった場合において、水平力のほとんどを側面で分担し、底面で分担する量を無視できる場合もあるので、分類の対象になり得ない。

このような思考過程から本体の剛性と地盤のかたさ (K 値) に注目して分類することを試みた。

(1) 一樣地盤すなわち地盤反力係数 K_H を一樣と見なせる場合

長さ l (m)、直径 D (m) の柱状構造物が、 K_H (t/m³) の一樣な地盤反力係数を持つ地盤に根入れられ、その頂部に H (t) の水平力が作用したとき、その構造物が剛体であると考えたときには、その頂部の変位 δ_e は

$$\delta_e = \frac{4H}{K_H \cdot D \cdot l} \quad (5.1)$$

同様に弾性体であると考えたときには、

$$\delta_p = \frac{2H \cdot \sqrt{\frac{K_H \cdot D}{4EI}}}{K_H \cdot D} \quad (5.2)$$

ただし、 EI : 柱状構造物の曲げ剛性 (t/m³)

いま構造物の剛性も考慮に入れて、式 (5.2) によって頂部の変位を計算し、

$$\delta_p > \delta_e$$

のときには、その構造物の頂部変位に曲げの影響がはいっていると見てよく、剛体と見なすことはできない。

したがって、式 (5.1) (5.2) より

$$\sqrt{\frac{K_H \cdot D}{4EI}} \cdot l < 2 \quad (5.3)$$

の場合には剛体と見なすことができる。

すなわち式 (5.3) がその構造物をケーソンとして設計してよい範囲と考える。

一樣な K_H を持つ地盤に打ち込まれた可撓性の柱状構造物すなわち、くいの場合には、半無限弾性床上の梁の理論を用い、無限長のくい長さを持つとした Chang²⁴⁾ の式の取り扱いが有名である。式 (5.2) は、その式を示しているが、半無限長のくいとして取り扱うか、有限の短くいとして取り扱うかの境界として、一般に次の条件を境界にしている。

$$\sqrt{\frac{K_H \cdot D}{4EI}} \cdot l < \pi \quad (\text{円周率})$$

式 (5.3) の妥当性を検討する意味で、短くいとして、取り扱った場合と、剛体として取り扱った場合について、次に検討してみる。

(2) 深さ方向に K_H が変化する場合

現実の構造物では、 K_H が一樣分布と考えられるようなものは少なく、深さ方向に変化しているのが通常である。

その意味から、短くいとして変位を計算したものと比較には深さ方向の K_H を変化させた。

図-5.1 に示すように全長 l のうち、その 1/3 の深さきざみに $2K_H$, μK_H , K_H と変化し、 $\lambda: \mu: 1$ を 1:5:10 から 1:5:50 まで変化した。

このように多層の地盤からなる短くいの計算は、単純な線型の微分方程式の解になるが、Zusse Levinton²⁵⁾ や佐藤昭²⁶⁾ の計算がある。ここでは道路協会の下部構造設計指針にも紹介されている前者の計算方法を採用した。

その計算結果を図-5.1 に示したが、

$$\sqrt{\frac{K_H \cdot D}{4EI}} \cdot l < 2$$

の領域においては、短くいとして計算した変位とケーソンとして計算した変位の比がほぼ一定値を示しており、この値を境に剛体とみなしてのケーソンの計算を行

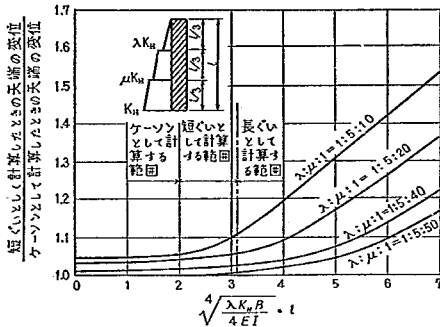


図-5.1 剛体として計算した場合と短くして計算した場合の変位の比較

なつてよいと言えよう。

(3) 既設の実構造物による例証

実際に、現在までに設計され、施工されている基礎構造物について、 $\sqrt{K_H \cdot D / 4EI} \cdot l$ の値を計算し、表-5.1 に示す。この計算結果によつても、この係数が、ケー

ンにおいては <2 の領域で、くいは $>\pi$ の範囲で、設計されていることを指摘できる。

(4) まとめ

以上の一連の検討の結果、式 (5.3) の条件を満足する基礎構造物の水平挙動を計算するに当たっては、構造物を剛体と取り扱つてよいことが判明した。

〔3〕 水平抵抗計算における前提条件

(1) 水平力の載荷方法

ケーソン基礎に働く水平力としては、次のようなものが考えられる。

「常時」 橋脚……流水圧、波圧、

橋合……土圧、水圧、

「異常時」 橋脚、橋合……風荷重、温度変化の影響、

地震の影響、支承の摩擦による影響、遠心

荷重、制動荷重、衝突荷重、など

このような荷重は、その大きさ、分布がそれぞれ異なる。土圧の一部および、地震力は、ケーソンに直接作用するので、その分布に応じて、つり合い式を求める必要があるが、ここでは、その合力と作用点を与えることにより代表せしめた。なおそれ以外の水平力については、

表-5.1 実構造物における例証

基礎の種類	番号	形状・寸法 (mm)	側面地盤の状態	$1/2$ より上層部の平均N値	K_H (kg/cm ²)	$\sqrt{K_H \cdot D / 4EI} \cdot l$
ケーソン基礎	1	円形 $\phi=6,000$ $l=27,000$	砂質地盤、一部シルト混じり	15	0.77	1.6
	2	円形 $\phi=7,200$ $l=23,000$	砂れき層、一部シルト混じり	20	0.99	1.3
	3	円形 $\phi=13,000$ $l=13,000$	砂質地盤	10	0.27	0.2
	4	矩形 $13,000 \times 9,000$ $l=30,000$	粘土質地盤	6	0.22	0.8
	5	小判形 $18,000 \times 8,000$ $l=30,000$	粘土質、一部砂質	10	0.33	1.1
くい基礎	1	鋼くい $\phi=406$ $l=14,200$	シルト質地盤	6	2.18	6.1
	2	鋼くい $\phi=500$ $l=20,000$	砂質地盤	15	4.65	9.4
	3	鋼くい $\phi=508$ $l=23,000$	砂質地盤、一部シルト質	10	3.07	10.3
	4	鋼くい $\phi=608$ $l=25,000$	砂質シルト	2	0.54	6.2
	5	鋼くい $\phi=700$ $l=30,000$	シルト質粘土地盤、一部砂質	10	4.29	12.5
	6	鋼くい $\phi=813$ $l=39,600$	粘土質、一部砂質	8	1.73	11.3
	7	鋼くい $\phi=1,500$ $l=55,000$	シルト質粘土地盤	3	0.41	4.8
	8	RC くい $\phi=500$ $l=18,000$	砂混じりシルト質地盤	3	0.93	6.2
	9	リバー スくい $\phi=1,400$ $l=54,000$	粘土およびシルト質	7	1.00	9.3

ケーソンの根入れ部分のうち、洗掘などの影響を取り除いた仮想の抵抗地盤線に、上からの外力が、集中して作用するものとした。

(2) 地盤条件の反映

ケーソンが施工される地盤は、深さ方向に K_H が一様に増大したり、一定値とみなせるような単純な構成でないのが一般である。したがって、ここでは任意の地盤構成に対しても適用できるように、地盤調査結果から求めたバネで囲まれたケーソンとして、取り扱うこととした。

バネの大きさの決定については、第4章の手順に従うこととする。

(3) 底面のせん断抵抗の考慮

すでに 1. [2] 安定解析研究の経過の表-1.1

において、外力に抵抗する要素として、

- 1) 側面地盤の抵抗 (地盤の圧縮変形によるもの)
- 2) 側面地盤の水平方向の摩擦抵抗 (地盤のせん断変形によるもの)
- 3) 側面地盤の鉛直方向の摩擦抵抗 (地盤のせん断変形によるもの)
- 4) 底面地盤反力の偏心 (地盤の圧縮変形によるもの)
- 5) 底面地盤の水平方向の摩擦抵抗 (地盤のせん断変形によるもの)

を掲げた。

ここでは周辺拘束のバネとして、在来 の 1) および 4) のほかに 5) を考慮することとし、2), 3) については、1) によるバネ効果を補正 (割り増し) することによって、考慮することとする。

実際の地盤のせん断バネとしての評価方法についてはすでに前章に述べた。

[4] ケーソンの地盤反力と変位の計算

(1) 計算上の仮定

- 1) ケーソンは剛体と考え、底面における地盤のせん断変形による水平変位と、回転変形のみが生ずると考える。
- 2) 周辺地盤の拘束はすべて線型のバネと仮定し、ケーソンに働く、地盤からの反力は、バネと変位の積として求める。

(2) ケーソン側面地盤が比較的一様な地盤構成から成り立ち、地盤反力係数が深さとともに増大すると考えられる場合 (図-5.2)

(1) 底面反力が台形分布をする場合

$$\text{側面地盤の反力度 } p_y = K_H \frac{y}{l} (h-y) \theta \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

側面の最大地盤反力度

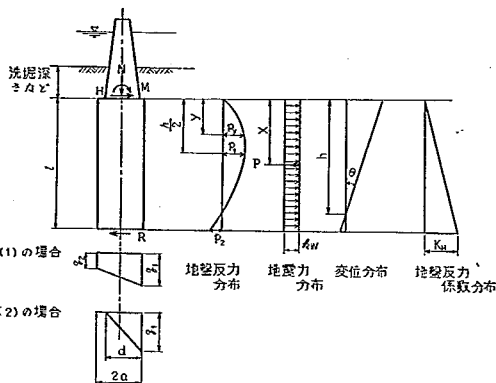


図-5.2 ケーソンの地盤反力と変位 (一様な地盤の場合)

$$y=h/2 \text{ において } p_1 = \frac{K_H}{4} \cdot \frac{h^2}{l} \cdot \theta \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

$$y=l \text{ において } p_2 = K_H (h-l) \theta \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

底面における地盤反力度

$$q_1, q_2 = \frac{N + w \cdot l - U}{A} \pm K_V \cdot a \cdot \theta \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

$$\text{底面のせん断力 } R = K_S (h-l) \cdot \theta \cdot A \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

$$\text{ケーソンの変位 } \delta_y = (h-y) \cdot \theta \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

ケーソンの回転角

$$\theta = \frac{6bl\{3M+2HI+P(2l-3x)\} + 18k_2A\{M + HI + P(l-x)\}}{[b^3K_H l\{l^3 + 24a^3k_1\alpha\} + 3bK_S A\{l^3 + 8a^3k_1\alpha\}]} \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

ケーソンの回転中心

$$h = \frac{[b^3\{4M+3HI+P(3l-4x)\} + 8ba^3k_1\alpha \times (H+P) + 6k_2Al\{M+HI+P(l-x)\}]}{[2bl\{3M+2HI+P(2l-3x)\} + 6k_2A\{M + HI + P(l-x)\}]} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

(2) 底面反力が3角形分布をする場合

側面の地盤反力度、ケーソンの変位は (1) と全く同じ式になる。

$$\text{底面の地盤反力度 } q_1 = K_V \cdot d \cdot \theta \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

$$\text{底面のせん断力 } R = K_S (h-l) \cdot \theta \cdot A' \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

ケーソンの回転角

$$\theta = \frac{6bl\{3M+2HI+P(2l-3x)\} + 18k_2A' \times \{M+HI+P(l-x)\}}{[bK_H l\{b^3 + 18a^4k_1\gamma_2\} + 3K_S A' \{b^3 + 6a^4k_1\gamma_2\}]} \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

ケーソンの回転中心

$$h = \frac{[b^3\{4M+3HI+P(3l-4x)\} + 6a^4k_1\gamma_2 \times (H+P) + 6k_2A'l\{M+HI+P(l-x)\}]}{[2bl\{3M+2HI+P(2l-3x)\} + 6k_2A'\{M+HI+P(l-x)\}]} \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

ここに

N : 仮定地表面においてケーソンに作用する鉛直力 (t)

H : 仮定地表面においてケーソンに作用する水平力 (t)

M : 仮定地表面においてケーソンに作用するモーメント (t・m)

w : ケーソンの単位長さ当たりの重量 (t/m)

U : ケーソンに働く浮力 (t)

l : ケーソンの仮定地表面以下の長さ (m)

$2a$: ケーソンの奥行き (m)

$2b$: ケーソンの幅 (m)

A : ケーソンの底面積 (m²)

K_H : 仮想地表面より深さ l m の点の水平方向地盤反力係数 (t/m³)

K_V : ケーソン底面地盤の鉛直方向地盤反力係数 (t/m³)

K_S : ケーソン底面地盤のせん断バネ定数 (t/m³)

k_1 : K_V/K_H

k_2 : K_S/K_H

P : ケーソンの地中部分に働く水平力で 図-5.2 の場合には、 $P=k \cdot w \cdot l$ 、 k は水平震度、すでに説明したように、土圧、流水圧、波圧などの場合もある。

x : P の作用点で 図-5.2 の場合には $l/2$

α : 底面の形状による係数で 表-5.2 に示す値をとる。

A' : 浮き上がりを生じていないケーソンの有効底面積 (m²) で 表-5.3 による。

d : 浮き上がりを生じていないケーソンの底面反力幅 (m) で 表-5.3 による。

β : 図-5.3 に示される角度 (ラジアン) で、次式 (5.16) を満足するように決定する。

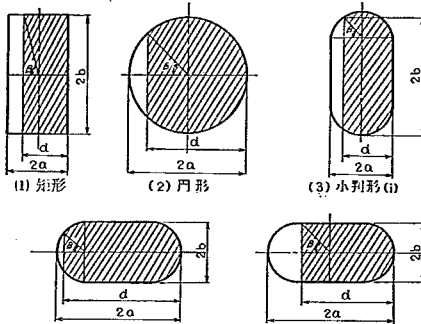
表-5.3 A' , d , γ_1 , γ_2 の式

底面の形状	A'	d	γ_1	γ_2
(1) 矩 形	$2b(a+b \cot \beta)$	$a+b \cot \beta$	$n(1+n \cot \beta)^2$	$\frac{1}{3}n(2-n \cot \beta)(1+n \cot \beta)^2$
(2) 円 形	$a^2(\pi-\beta+\sin \beta \cos \beta)$	$a(1+\cos \beta)$	$\frac{2}{3} \sin^3 \beta + \sin \beta \cos^2 \beta + (\pi-\beta) \cos \beta$	$\frac{2}{3} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4}(\pi-\beta) + \frac{1}{16} \sin 4\beta$
(3) 小判形 (i)	$a^2(\pi-\beta+\sin \beta \cos \beta) + 2(b-a)a(1+\cos \beta)$	$a(1+\cos \beta)$	$\frac{2}{3} \sin^3 \beta + \sin \beta \cos^2 \beta + (\pi-\beta) \cos \beta + (n-1)(1+\cos \beta)^2$	$\frac{2}{3} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4}(\pi-\beta) + \frac{1}{16} \sin 4\beta + \frac{1}{3}(n-1) \times (1+\cos \beta)^2(2-\cos \beta)$
(4) 小判形 (ii)	$4ab-b^2(4-\pi+\beta - \sin \beta \cos \beta)$	$2a-b(1-\cos \beta)$	$n^2\{\frac{2}{3} \sin^2 \beta + \sin \beta \cos^2 \beta + (\pi-\beta) \cos \beta\} + n(1-n)\{4+n(\pi+4 \cos \beta - 4)\}$	$n^4\{\frac{\pi}{8}-\frac{1}{2} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4} \sin \beta \cos \beta + \frac{1}{4} \times (\frac{\pi}{2}-\beta)\} + n^3\{\frac{2}{3}(1-n - n \cos \beta)(1-\sin^2 \beta) - (1-n) \cos \beta(\frac{\pi}{2}-\beta + \sin \beta \cos \beta) + \frac{2}{3}(3-3n + n \cos \beta)\} + \frac{\pi}{2}n^2 \times (1-n)(2-2n+n \cos \beta) + \frac{4}{3}n(1-n)^3$
(5) 小判形 (iii)	$2ab+b^2(\frac{\pi}{2}+2 \cot \beta-2)$	$a+b \cot \beta$	$\frac{2}{3}n^3+\frac{\pi}{2}n^2\{1-n(1-\cot \beta)\}+n\{1-n(1-\cot \beta)\}^2$	$n^4(\frac{\pi}{8}-\frac{1}{3} \cot^3 \beta) + \frac{2}{3}n^3 \times (2-2n+n \cot \beta) + n^2 \times \{(1-n)^2 \cot \beta + \frac{\pi}{2}(1-n) \times (1-n+n \cot \beta)\} + \frac{2}{3}n(1-n)^3$

ただし、 $n=b/a$ 、小判形の (i) (ii) (iii) については 図-5.3 を参照すること

表-5.2 α の値

底面の形状	α の値
	1
	0.589
	$1 - \frac{0.411}{n}$
	$1 - 0.644n + 0.288n^2 - 0.055n^3$

ただし $n = \frac{b}{a}$ 

(4) 小判形 (iii)

図-5.3 各種断面における β の表示

$$N + wI - U = [6a^3k_1\gamma_1\{bl\{3M + 2HI + P(2l - 3x)\} + 3k_2A'\{M + HI + P(l - x)\}\} / \{bl(b^3 + 18k_1a^4\gamma_2) + 3k_2A'(b^3 + 6a^4k_1\gamma_2)\}] \quad (5.16)$$

γ_1, γ_2 : 底面の形状によって異なる係数で、表-5.3 による。

(3) ケーソン側面地盤が一様な地盤でなく多層から成り立ち、各層ごとに地盤反力係数が異なる場合(以下3層の場合を例示する、図-5.4)

1) 底面反力が台形分布をする場合

側面の地盤反力度

$$\left. \begin{aligned} p_{12} &= K_{H1}(h - l_1) \cdot \theta \\ p_{21} &= K_{H2}(h - l_1) \cdot \theta \\ p_{23} &= K_{H3}(h - l_1 - l_2) \cdot \theta \\ p_{31} &= K_{H3}(h - l_1 - l_2) \cdot \theta \\ p_{32} &= K_{H3}(h - l) \cdot \theta \end{aligned} \right\} \quad (5.17)$$

また $0 \leq y \leq l_1$ においては、

$$p_y = K_{H1} \cdot \frac{y}{l_1} (h - y) \cdot \theta \quad (5.18)$$

底面の地盤反力度

$$q_{1,2} = \frac{N + wI - U}{A} \pm K_V \cdot a \cdot \theta \quad (5.19)$$

底面のせん断力

$$R = K_S(h - l) \cdot \theta \cdot A \quad (5.20)$$

ケーソンの変位

$$\delta_y = (h - y) \cdot \theta \quad (5.21)$$

ケーソンの回転角

$$\theta = \frac{MK_1 + HK_2 + P(K_2 - K_1 \cdot x)}{K_1 \cdot K_2 - K_2^2} \quad (5.22)$$

ケーソンの回転中心

$$h = \frac{MK_2 + HK_3 + P(K_3 - K_2 \cdot x)}{MK_1 + H \cdot K_2 + P(K_2 - K_1 \cdot x)} \quad (5.23)$$

ただし式 (5.22) (5.23) において

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= 2b \left\{ \frac{1}{2} K_{H1} \cdot l_1 + K_{H2} \cdot l_2 + K_{H3} \cdot l_3 \right\} + K_S \cdot A \\ K_2 &= 2b \left\{ \frac{1}{3} K_{H1} \cdot l_1^2 + K_{H2} l_2 \left(l_1 + \frac{1}{2} l_2 \right) + K_{H3} \cdot l_3 \left(l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2} \right) \right\} + K_S \cdot A \cdot l \\ K_3 &= 2b \left\{ \frac{1}{4} K_{H1} l_1^3 + \frac{1}{3} K_{H2} \cdot l_2^3 + \frac{1}{3} K_{H3} \cdot l_3^3 + K_{H3} (l_1 + l_2) l_1 \cdot l_2 + K_{H3} (l_1 + l_2 + l_3) (l_1 + l_2) l_3 \right\} + K_S \cdot A \cdot l^2 + \frac{4}{3} b \cdot a^3 \cdot K_V \cdot \alpha \end{aligned} \right\} \quad (5.24)$$

K_1, K_2, K_3 以外の記号については 5. [4] (2) と同じである。

2) 底面反力が三角形分布をする場合

側面の地盤反力度は式 (5.17), (5.18) による。

底面の地盤反力度

$$q_1 = K_V \cdot \theta \cdot d \quad (5.25)$$

底面のせん断力

$$R = K_S(h - l) \cdot \theta \cdot A' \quad (5.26)$$

ケーソンの変位、回転角、回転中心は、台形分布の場合と変わらず式 (5.21), (5.22), (5.23) による。

ただし式 (5.22), (5.23) に代入する K_1, K_2, K_3 は次式による。

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= 2b \left\{ \frac{K_{H1}}{2} \cdot l_1 + K_{H2} \cdot l_2 + K_{H3} \cdot l_3 \right\} + K_S \cdot A' \\ K_2 &= 2b \left\{ \frac{K_{H1}}{3} \cdot l_1^2 + K_{H2} \cdot l_2 \left(l_1 + \frac{l_2}{2} \right) + K_{H3} \cdot l_3 \left(l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2} \right) \right\} + K_S \cdot A' \cdot l \\ K_3 &= 2b \left\{ \frac{K_{H1}}{4} \cdot l_1^3 + \frac{K_{H2}}{3} \cdot l_2^3 + \frac{K_{H3}}{3} \cdot l_3^3 + K_{H2} (l_1 + l_2) l_1 \cdot l_2 + K_{H3} (l_1 + l_2 + l_3) (l_1 + l_2) l_3 \right\} + K_S \cdot A' \cdot l^2 + K_V \cdot a^4 \cdot \gamma_2 \end{aligned} \right\} \quad (5.27)$$

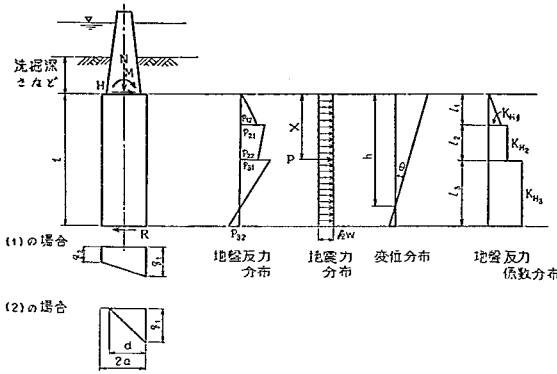


図-5.4 ケーソン地盤反力と変位 (3層地盤の場合)

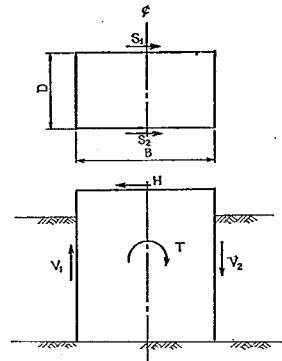


図-6.1 周囲拘束のバネの配置

なお、これらの計算においては、一様地盤の場合と同じく、図-5.3 の β を計算する必要があるが、次式より定める。

$$N + wl - U = K_H \cdot a^3 \cdot \theta \cdot \gamma_1 \quad (5.28)$$

6. ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する室内模型実験²⁷⁾

[1] 試験の概要

ケーソン基礎の静的水平抵抗の計算式を第5章に説明したが、ケーソンの地盤への根入れ部分のうち、側面の拘束は、計算上、水平方向の前面の抵抗バネで代表せしめている。

実際の拘束バネとしては、

- 1) 側面地盤の水平方向の摩擦抵抗 (地盤のせん断変形によるもの)
- 2) 側面地盤の鉛直方向の摩擦抵抗 (地盤のせん断変形によるもの)
- 3) 回転変形に対する側面の抵抗

がある。これらの抵抗するものを模式図として 図-6.1 に示す。

S_1 に対するせん断バネを K_{S1} とすれば

$$R_1 = K_{S1} \cdot \delta_h \cdot B \quad (6.1)$$

前面の抵抗はすでに述べたように

$$P = K_H \cdot \delta_h \cdot D \quad (6.2)$$

ここに R_1, P もともに単位の深さ当たりの抵抗である。

いま K_{S1}/K_H を知ることができ

$$K_{S1}/K_H = m \quad (6.3)$$

と表現できれば

$$\bar{P} = K_H (2mB + D) \cdot \delta_h \quad (6.4)$$

と表現でき $K_H (2mB + D)$ を改めて水平バネと定義する。もちろん、ディメンジョンを合わせるため、

$$K_H \left(\frac{2mB}{D} + 1 \right)$$

とし、 $\frac{2mB}{D}$ を補正値とも表現できる。

次に 2) および 3) であるが、これらは回転角 θ の関数として表示されることになる。

したがって、式 (4.7) において、底面の抵抗モーメント M_0 が

$$M_0 = K_R \cdot \theta_0$$

と表現され、 K_R を回転バネ常数とすれば、2) 3) によって付加される影響を考慮して

$$M_0' = K_R (1+n) \cdot \theta_0 \quad (6.5)$$

と表現できる。

一般にケーソンにおいては、側面地盤に対して底面の支持地盤の剛性が大きいので、ここでは

$$n \ll 1$$

として、具体的な追求をやめ、主として式 (6.4) の関係を明らかにすることとする。

ここに述べる実験において、ケーソンの回転角 θ を $\theta \approx 0$ にして n の影響を除去するよう努めたが、実験装置の不完全さから完全に $\theta = 0$ のもとの実験にはならなかった。

[2] 実験方法

(1) 実験に用いた装置

実験装置を 図-6.2 に示す。

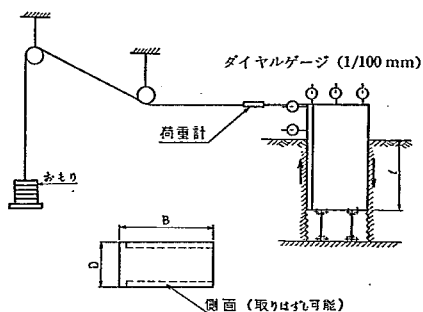


図-6.2 ケーソン模型実験装置

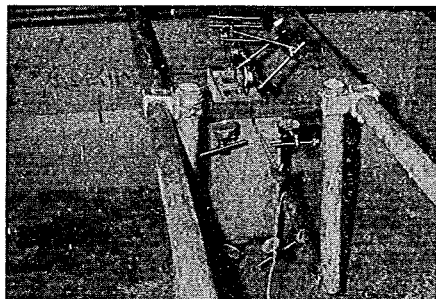


写真-6.1 板バネによる模型支持状態

表-6.1 板バネの諸元

材 質	寸 法			バネ定数 kg/cm	使用例
	厚 さ (mm)	幅 (mm)	高 さ (mm)		
SK-5	2	20	170	155	Cおよび S-A S-B
PBPI	2	20	170	171	S-C

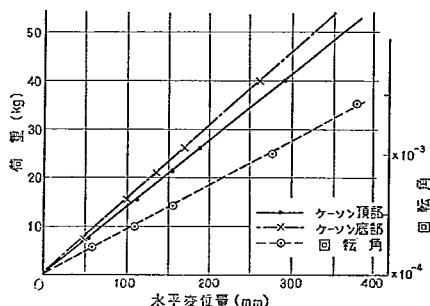


図-6.3 ケーソンの回転角

すなわち、前面幅が 18 cm, 23 cm, 28 cm に変化する、奥行き長さが 33 cm で高さが 40 cm のコンクリートブロックを写真-6.1 に示すように表-6.1 の寸法・材質の板バネで支持し、ケーソンが、その頂部に加えられた水平力によって回転することなく水平に変位するように配慮した。

回転変位がどの程度生ずるか、検定した結果を図-6.3 に示す。

変位の測定には 1/100 mm ダイヤルゲージを用い、荷重点に 2 点、地表上 5 cm に 2 点の計 4 点で水平変位を、また回転角はケーソンの上縁に図示のように 3 点設置して測定した。

載荷は、重錘による直接載荷とし、滑車による抵抗を除くため、ケーソンへの載荷点の直前に、荷重計を取り付け測定した。荷重計は鋼板の両面に電気抵抗線型ひずみ計を張った手製のものであり、作業前に検定し、使用した。

また、この実験の 1 つの課題である側面の拘束量の分離には、図-6.2 に示すような取りはずし可能な側面板を用い、側面板を取りはずした時にはケーソンと地盤の間にしゃへい壁を設け、地盤による拘束を除去した。全く同じように板バネの部分についても、実験中、土砂が板バネに触れるのを防いでいる。

(2) 実験に用いた土砂の性質

実験は砂質土と粘性土を対象に行ない、地盤材料による差を明らかにすることを期待した。砂質土には利根川産の川砂を用い、粘性土には千葉支所構内で採取した関東ロームを用いた。

地盤材料の性質を表-6.2 に示す。

この結果に見るように砂は、ほとんど乾燥砂と見てよい。試験中における試験地盤の管理は一定時間ごとの含水比の測定と、コーン貫入試験および γ_t の測定によった。

なお、表-6.2 における c は、試験地盤から採取したコアの一軸圧縮試験強度の 1/2 から、 ϕ は一面せん断試験結果から求めた。

(3) 測定項目

- 1) ケーソンの静的挙動の測定
 - i) ケーソン頂部に作用する水平力の測定
 - ii) ケーソンの水平変位の測定
 - iii) ケーソンの回転角の測定(ケーソン頂部の鉛直変位の測定)
- 2) 地盤条件の管理
 - i) 含水比の測定
 - ii) コーン貫入試験
 - iii) 密度の測定

(4) 実験要領

表-6.2 地盤材料の性質

	比重	含水比 (%)	れき分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	c (kg/cm ²)	ϕ	γ_t (g/cm ³)	q_c (kg/cm ²)
砂質土	2.73	0.63	1	.98	1	0	0.45	0.22		42°50'	1.65	2.0
粘性土	2.83	98	0	42	46	12	0.083	0.0036	0.25 ~0.3		1.34	8.0

1) 実験は次のケースについて行なった。

- 1) 砂質土 (S), 粘性度 (C)
- 2) 前面幅 28 cm (A) 23 cm (B) 18 cm (C)
- 3) 根入れ深さ 10 cm (1) 20 cm (2) 30 cm (3)
- 4) 側面を有する場合 (1) 側面のない場合 (0)

したがって条件数としては 36 ケースになり、たとえば「S-B-1-0」は、砂質土で前面幅 23 cm, 根入れ 10 cm, 側面なしの実験例になる。

2) 載荷方法

載荷は重錘の値で次の段階に加え、最大荷重まで 4 サイクルとし、変位が停止したときの値を、荷重および変位の読み取り値とした。

〔砂質土〕 0-4.5-10.9-15.4-28.2-15.4-4.5-0

0-15-30-45-60-30-15-0

0-30-60-75-90-60-30-0

0-30-60-90-105-120

〔粘性土〕 0-6-12-18-24-12-0

0-18-24-39-54-39-18-0

0-24-39-54-69-84-54-24-0

0-30-60-90-105-120

30 cm と増加し、各根入れにおいて、前面幅 A, B, C の順序に行なった。したがって、各ケースごとに砂地盤を築造した。これは、一実験の終了ごとにケーソン周辺の地盤がゆるむがその影響を消すための処置である。

一方粘性土においては、小変位での実験のため、ケーソン周辺の乱れが認められなかったので、ケーソンの条件を固定し、根入れを 30 cm から 0 cm に変化するまで、地盤の表層を順次削り取って使用した。

試験実施中の地盤条件の管理状況を 図-6.4 および 図-6.5 に示す。

〔3〕 試験結果ならびに試験結果に対する考察

(1) 載荷試験結果

(1) 砂質土における荷重変位曲線のうち代表的なものを 図-6.6~図-6.9 に示す。根入れ 10 cm と 30 cm の場合において、側面のある場合と無い場合を示している。

(2) 全く同じ条件のものを粘性土の場合について、図-6.10~図-6.13 に示す。

(3) このような載荷曲線における、処女曲線すなわち、繰り返し曲線の包絡線から、根入れ条件、前面載荷幅、側面条件を分けて、土質別に整理を行ない図示した。

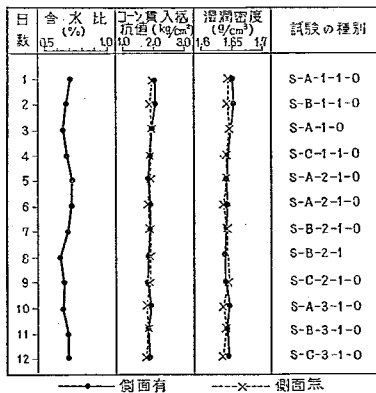


図-6.4 試験地盤管理図 (砂質土)

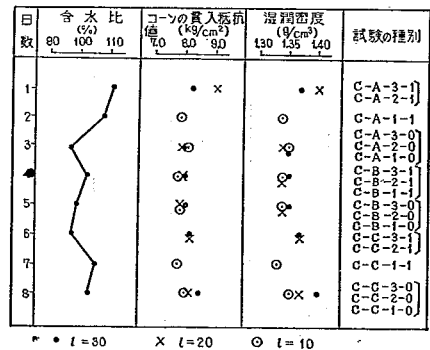


図-6.5 試験地盤管理図 (粘性土)

図-6.6~図-6.13 に対応するものが 図-6.14~図-6.17 である。

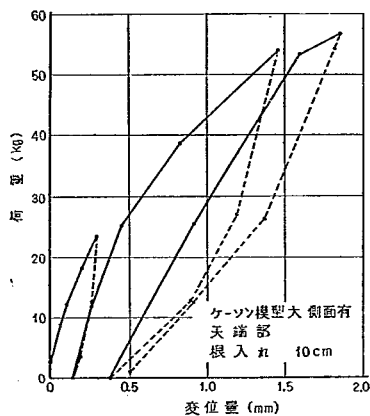


図-6.6 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線
(砂質土)

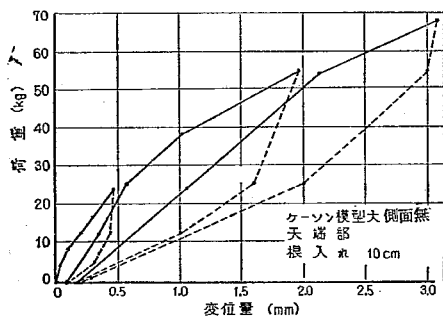


図-6.7 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線
(砂質土)

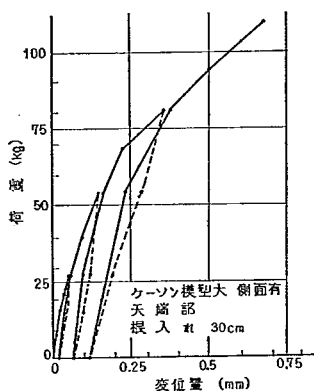


図-6.8 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線
(砂質土)

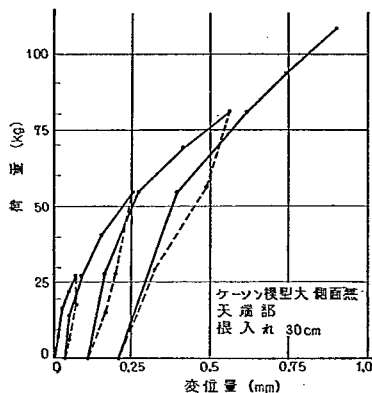


図-6.9 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線
(砂質土)

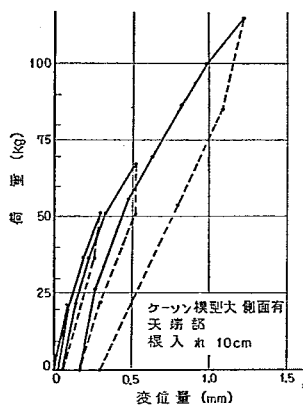


図-6.10 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線
(粘性土)

(4) なおこの一連の実験において、すでに述べたようにケーソンの回転変位に比べて、水平変位の大きいことが要求されたが、条件の最もきびしい最大荷重の条件下で回転角と底面から回転中心までの距離の2つの量を表示すると表-6.3を得る。

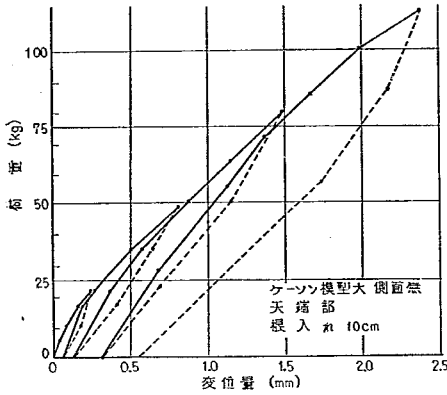


図-6.11 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線 (粘性土)

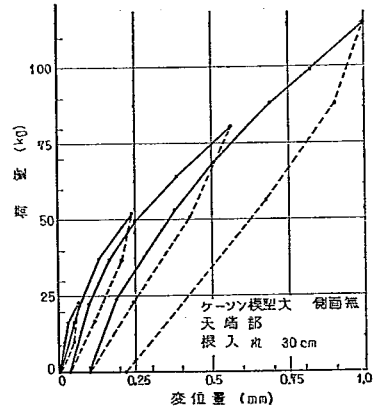


図-6.13 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線 (粘性土)

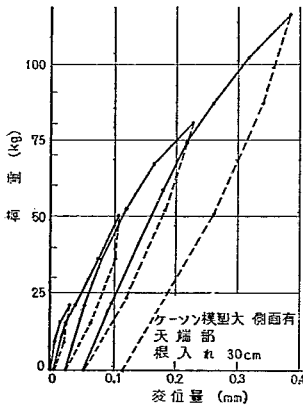


図-6.12 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線 (粘性土)

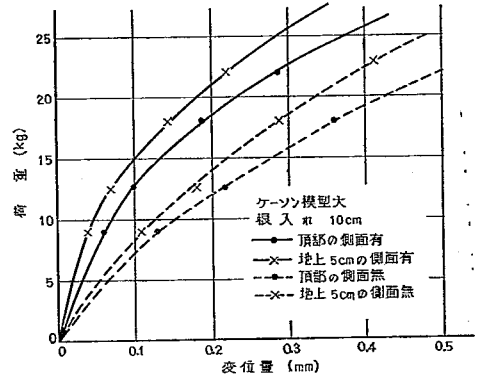


図-6.14 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線 (砂質土)

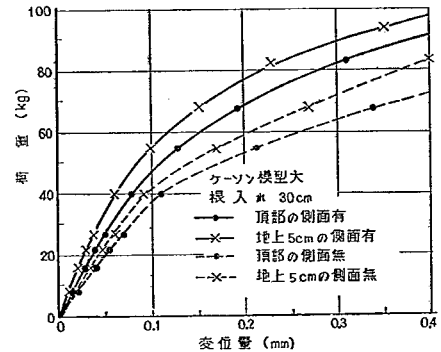


図-6.15 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線 (砂質土)

表-6.3 回転角および回転中心の位置

ケース	荷重 (kg)	回転角 ($\tan \theta$)	回転中心 (cm)
S-A-1-1	56.5	7.0×10^{-4}	190
S-A-1-0	68.0	3.9×10^{-3}	37
S-B-1-1	68.0	2.7×10^{-3}	51
S-B-1-0	53.5	2.3×10^{-3}	50
S-C-1-1	83.0	2.6×10^{-3}	34
S-C-1-0	68.0	2.0×10^{-3}	58
S-A-2-1	116.0	2.0×10^{-3}	15
S-A-2-0	116.0	2.0×10^{-3}	31
S-B-2-1	116.0	1.1×10^{-3}	52
S-B-2-0	116.0	1.6×10^{-3}	47
S-C-2-1	102.6	2.2×10^{-3}	13
S-C-2-0	102.6	2.4×10^{-3}	20
S-A-3-1	109.5	1.2×10^{-3}	10
S-A-3-0	109.5	1.6×10^{-3}	8
S-B-3-1	109.5	9.5×10^{-4}	23
S-B-3-0	109.5	9.0×10^{-4}	46
S-C-3-1	94.3	1.9×10^{-3}	8
S-C-3-0	94.3	1.8×10^{-3}	20
C-A-1-1	120.0	1.6×10^{-3}	38
C-A-1-0	120.0	2.4×10^{-3}	56
C-B-1-1	120.0	1.7×10^{-3}	50
C-B-1-0	105.0	1.6×10^{-3}	95
C-C-1-1	120.0	2.2×10^{-3}	44
C-C-1-0	120.0	1.5×10^{-3}	54
C-A-2-1	120.0	1.2×10^{-3}	23
C-A-2-0	120.0	2.0×10^{-3}	33
C-B-2-1	120.0	1.2×10^{-3}	26
C-B-2-0	105.0	1.2×10^{-3}	69
C-C-2-1	120.0	1.9×10^{-3}	19
C-C-2-0	120.0	2.3×10^{-3}	52
C-A-3-1	120.0	5.1×10^{-4}	35
C-A-3-0	120.0	1.6×10^{-3}	23
C-B-3-1	120.0	4.1×10^{-4}	68
C-B-3-0	120.0	1.3×10^{-3}	61
C-C-3-1	120.0	7.8×10^{-4}	30
C-C-3-0	120.0	1.6×10^{-3}	50

(2) 試験結果に対する考察

(1) 実験の性格

図-6.3 に示すように根入れのない、すなわち側面拘束のないケーソンについては、ケーソンはほとんど併進運動を行ない、回転中心は底面よりその 10 倍以上深いところにある結果を示し、回転角の影響の小さい実験を行なうことができると予想したが、表-6.3 に見るようにすべての実験において、回転角の影響は無視できないものになり、結果的には実在ケーソンの挙動に近くなった。

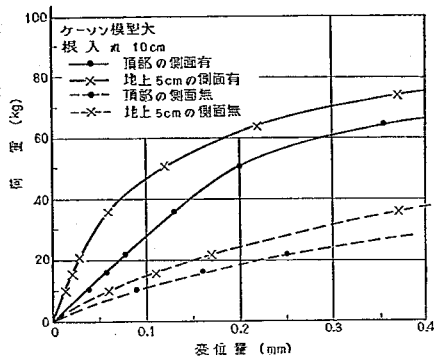


図-6.16 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線 (粘性土)

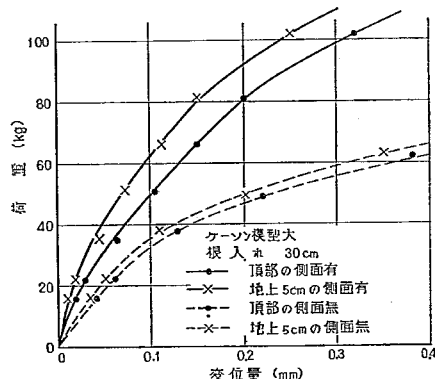


図-6.17 ケーソン模型載荷試験の荷重—変位量曲線 (粘性土)

回転角の大きさは、おおむね 10^{-3} ラジアンオーダーにあり、ケーソンの底面変位の同じ個所で測定された結果については、同じ、線形のパネの挙動範囲にあると見なして、以下の整理、考察を行なうこととした。

(2) 側面の分担

1) 砂質土

実験結果から、前面抵抗 P と側面の抵抗 S とを分離して求める。

図-6.18 において、縦軸に水平抵抗、横軸に水平変位をとり、(1)には前面と底面の抵抗が働く場合を、(2)にはそれに側面の抵抗が加わった場合とする。根入れ深さ、ケーソンの前面幅を変化させて、一連の実験を行なったので、地盤に対するひずみの条件を一樣にする考えから、基準変位量として $\sqrt{DI} \times 0.05\%$ を採用して以下の

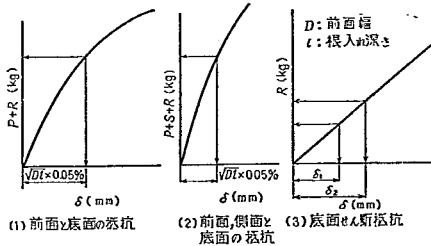


図-6.18 前面抵抗と側面抵抗の分離

整理を行なった。この程度にあつては、地盤は線形領域と見なすことができると判断したからである。

$\sqrt{DI} \times 0.05\%$ の変形を生ずる位置は地表面とし、その条件のもとでは (1) と (2) とにおいて、回転角 θ は同じでない。したがって、ケーソン底面における変位 δ_1 , δ_2 は同じ値を与えない。

$\sqrt{DI} \times 0.05\%$ の最大値は、 $D=28$ cm, $l=30$ cm の場合で $\delta=0.145$ mm となり、 $P+S+R$ は 67 kg, $P+R$ は 51 kg となる。このときのケーソン底面の変位は、回転中心が表-6.3 に示すように底面下 10 cm および 8 cm にあるので

$$\delta_1 = 0.145 \text{ mm} \times \frac{10}{40} = 0.036 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0.145 \text{ mm} \times \frac{8}{38} = 0.030 \text{ mm}$$

この変位に対して 図-6.18 (3) の要領で 図-6.3 からせん断抵抗 R を求めると、 $R \approx 0$ となる。

回転中心が、底面より大きく下方にある場合には、計算上、考慮するに値するせん断抵抗を持つことになるが、その場合でも、 R_1 (δ_1 に対するもの) $\approx R_2$ (δ_2 に対するもの) として取り扱うことが可能になる。その差は、今回の実験装置においては誤差の中にはいってしまう量である。

以上の考えのもとに前面抵抗に対する側面抵抗の割合を求めたものが 図-6.19 である。この割合は変位を一定にしているので、そのままバネの比と考えてもよいことになる。

2) 粘性土

全く同じ要領で整理したものが、図-6.20 である。

(3) 側面の分担に対する一般的考察

a) 砂質土の場合 (乾燥砂)

図-6.19 に見るかぎり、根入れが 10 cm の場合の結果が、根入れ 20 cm および 30 cm の場合に対し、掛け離れた結果を与えている。しかも本来、側面拘束が、せん断バネの特性を示すであろうと思われる根入れの大きい

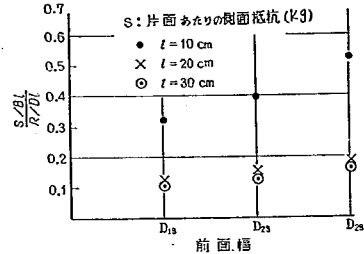


図-6.19 前面抵抗と側面抵抗の割合 (砂質土)

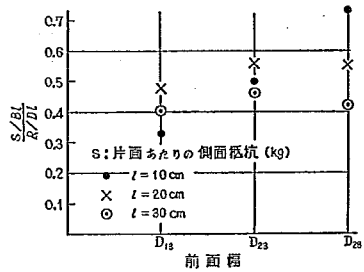


図-6.20 前面抵抗と側面抵抗の割合 (粘性土)

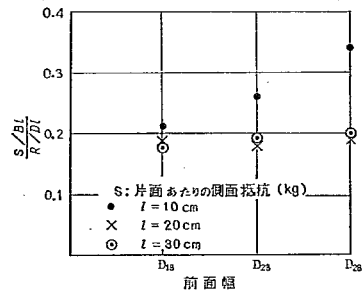


図-6.21 前面抵抗と側面抵抗の割合 (砂質土)

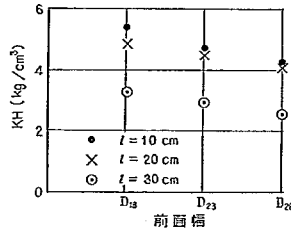


図-6.22 水平バネと前面幅の関係

場合に 0.1~0.2 の係数を与えていることは砂の持つせん断強度が発揮されてないと言える。

図-6.21 に変位の基準値を $\delta = \sqrt{D} \times 0.01\%$ と小さな値に取った場合を例示したが、図-6.19 よりやや大きな値を得る。しかし、図-6.19 の傾向は、そのままである。図-6.22 に前面の水平バネを K_H とし、前面幅と根入れごとに図示する。

すでに説明した K 値に対する $-3/4$ 乗則で、 K 値の寸法効果を確認すると、根入れ 20 cm, 30 cm の場合についてはその合理性が証明されるが、10 cm 根入れの場合の値を 20 cm, 30 cm の値から逆算すると、実測値は逆算値を 20~30% 上回る。

このように K_H がむしろ大きめに実測されているにもかかわらず、側面の分担分が根入れの大きい場合よりかえって大きくなる結果については、説明する材料を持ちあわせない。載荷重がほとんど働かない状態での乾燥砂に働く応力と変形の関係が明白にされないかぎり、説明すべくもない。

4. [5] のせん断バネについての一連の試験結果によれば鉛直バネとせん断バネの比は 0.5 前後であり、粘性土の結果から見れば天然地盤の実構造物ではこの値に近くならう。

b) 粘性土の場合 (関東ローム)

図-6.20 に見るかぎり、砂質土 (乾燥砂) に見られたような特殊の状態は認められず、根入れ深さに無関係にほぼ一定値を示し、0.4~0.5 の値を与える。この結果は同じ変位に対して整理した (載荷幅の 0.05%) せん断バネの実験結果すなわち第 4 章の表-4.7 の結果と一致している。

このことから、関東ロームの実験の範囲では、側面の拘束は、地盤のせん断拘束とほぼ等価であるとみることができる。この結果は、前面の抵抗バネが、粘性土の場合鉛直バネと等値であること、コンクリート壁面と土との間に相対的なずれを生じないという前提のうえで一般的な常識と合致する結果と言える。

c) 総合的見解

以上の模型実験の結果から断定するのは危険であるが構造系としての常識と合致する意味からも、次のように言うことができる。

すなわち、ケーソンの側面において、地盤との間にずれがなく、力が 100% 伝達される条件のもとでは、水平バネに対するせん断バネの比率分だけ、側面の拘束効果を期待してよいであろう。

7. 野外実験ならびに実測

(1) 実験ならびに実測の目的

室内模型実験を含めた一連の研究によって、地盤の構

成条件を反映し、ケーソンの荷重による変形挙動を追跡する手法を求めたが、この手法を実績ないし、実橋に近い規模の基礎において、実施した実験結果の解析に適用し、その適用上の問題点ないし、工学的な価値を判断する資料とする。

そのため、都下多磨川に架ける関戸橋、本州四国連絡橋調査の一環として行なわれた児島地区での径 3.5m の鋼管柱基礎、道路公団木曽川橋梁のウエル、若戸大橋のアンカレッジ・ケーソン基礎を対象に行なった実験、実測結果について、以下その内容を報告する。

〔2〕 関戸橋における実験

(1) 実験概要

1) 試験場所および橋梁諸元

関戸橋は主要地方道第 18 号府中一町田線の多磨川に架かり、現橋に平行して、新橋を架設中である。現橋は昭和 13 年に架設されたもので、上部構造形式は鉄筋コンクリートゲルバーげた (13 径間)、下部構造形式は、箱わく工法による直接基礎である。

建設中の橋梁諸元

橋長: 375.8m 幅員: 車道 8.0m 歩道 4.5m

橋格: 1 等橋

上部構造形式: 2 径間連続非合成鋼箱げた 2 連

単純合成鋼箱げた 2 連

単純合成げた 1 連

下部構造形式: ニューマチックケーソン 8 基

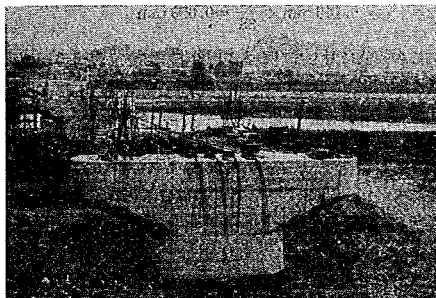


写真-7.1 関戸橋ケーソン載荷試験状況

2) 地盤構成

本橋の設計に当たって 4 本のボーリングが行なわれていたが、実験橋脚地点の地盤構成を適確に知る目的で、ケーソンの沈下作業の影響を受けてないと思われる箇所を選定し、標準貫入試験とプレシオメーターによる変形係数の測定を実施した。図-7.1 にボーリング結果を示す。

3) 試験橋脚

試験を行なった P_3 橋脚の一般図を 図-7.2 に示す。

P_2 橋脚は P_3 橋脚と全く同一の形式であるが、ケーソンの根入れ長さが 11 m である。

橋軸直角方向の試験を行なうときに、反力をとらせる

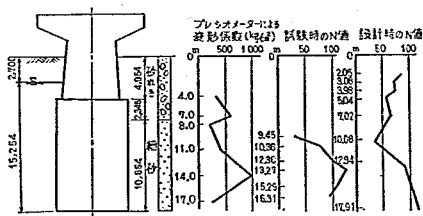


図-7.1 地盤調査結果 (P_3 橋脚)

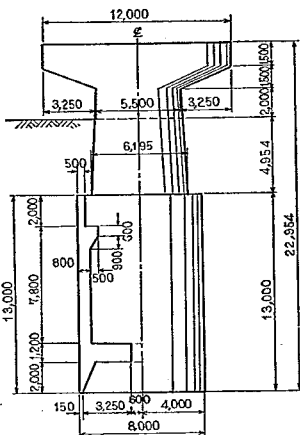


図-7.2 P_3 橋脚一般図

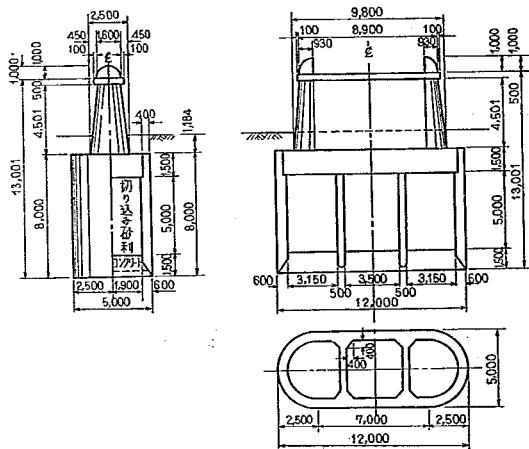


図-7.3 現橋橋脚一般図

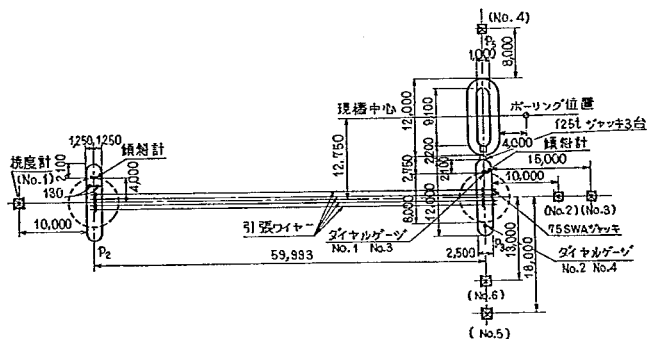


図-7.4 荷重試験方法一般図

と同時にその挙動観測を行なった現橋の橋脚一般図を図-7.3 に示す。

(2) 実験方法

図-7.4 に荷重試験方法についての一般図を示す。

橋脚方向の試験では P_2 , P_3 橋脚の間に PC 鋼より線を張り、ジャッキを用いて、引張力を与えることにより荷重を与えた。

また橋軸直角方向には P_3 橋脚と現橋の橋脚との間に油圧ジャッキをそ入して荷重した。

1) 橋脚方向引張試験装置

図-7.5 に示すように橋脚天端にアンカーボルトを埋設し、定着金物を取り付け、PC 鋼より線 6 本を 1 組としたケーブルをくさびにより定着した。アンカーボルト

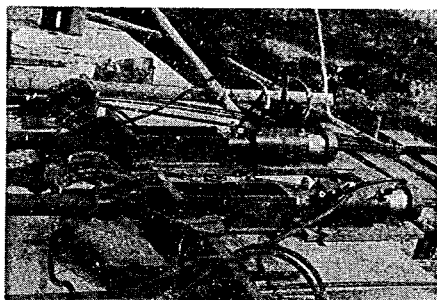


写真-7.2 引張ジャッキによる加圧状況

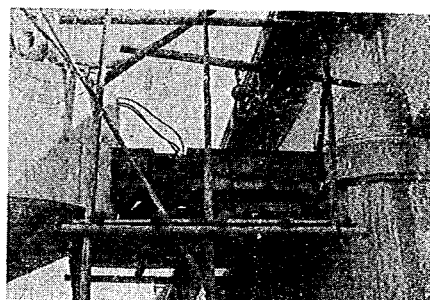


写真-7.3 フラットジャッキによる橋軸直角方向加圧

は十分の安全率をもたせ、偏心のないよう中心線に対称にすえつけた。

2) 橋軸直角方向載荷試験装置

橋脚の外面に接するように製作したジャッキ受け金物を取り付け、写真-7.3 に示すように容量 125t のフラットジャッキ 3 台で載荷した。フラットジャッキを用いたのは、均等に荷重を与えるためであり、3 台用いたのは、ストロークの確保のためである。

3) 測定方法

与えた力は、圧力計の読みから換算することとし、変位の測定は次の要領に従った。

ケーソンの変位に伴い、周辺の地盤が当然動くので、固定点（変位の基準点）はなるべく離れていることが望ましい。近時、光学的映像を電子像に変換し、記録する遠隔変位測定装置が開発され、実用に供されているが、野外において、被測定点までの距離として、20m を確保し、本実験の精度で測定できる機器を入手できなかったため、以下に示す従来の手法に頼ることとした。

すなわち、変位は田辺式撓度計とダイヤルゲージで測定し、傾斜は水管式傾斜計によった。

撓度計は焼青銅線を 10m～15m 張り、その位置を木製の台を作って固定した。撓度計は計器の種類（水平用か垂直用か）、焼青銅線の長さ、張力などにより、測定読み取り値と、実変位とが異なってくるので、測定時と同一の条件を再現し、校正曲線を求めて使用した。校正曲線を図-7.6 に示す。

ダイヤルゲージはダイヤルゲージホルダーの固定点を橋脚から離れた点に設けることが不可能なので、固定点の移動は承知のうえで、挙動を知るための傾向を示すも

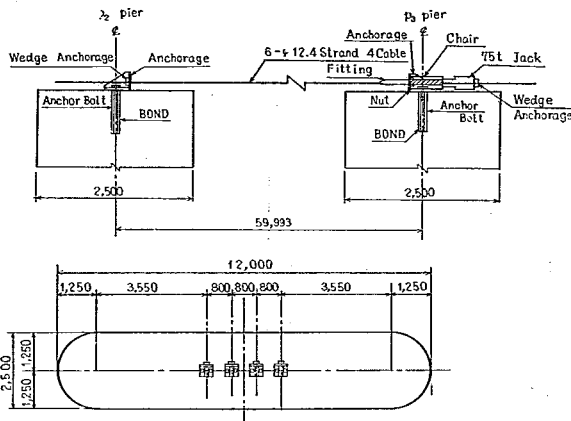


図-7.5 引張試験装置

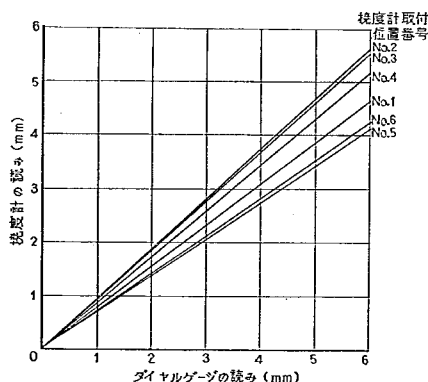


図-7.6 撓度計校正曲線

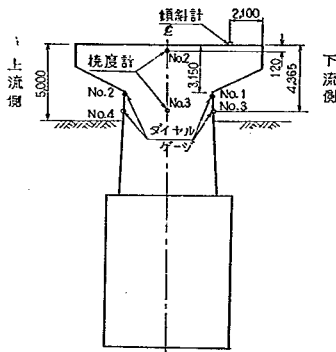
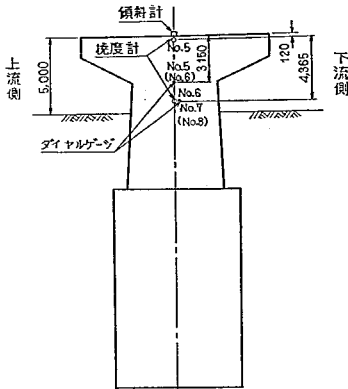


図-7.7 橋軸方向試験計器取り付け位置



() は反対側の計器番号を示す

図-7.8 橋軸直角方向試験の計器取り付け位置

のとして、利用した。

水管式傾斜計は橋脚の天端に設置した。

これらの計器の配置図を 図-7.7, 図-7.8 に示す。

4) 載荷荷重

載荷方法は繰り返し載荷とし、4 サイクルの荷重変位曲線が得られるように定め、次のような荷重で試験を行った。

(i) 橋軸方向引張試験の場合 (単位 t)

(i) 0-40-60-80-40-0

(ii) 0-40-80-100-120-80-40-0

(iii) 0-40-80-120-160-120-40-0

(iv) 0-40-80-120-160-180-210-180-120-40-0

(2) 橋軸直角方向載荷試験の場合

(i) 0-60-90-120-60-0

(ii) 0-60-120-150-180-120-60-0

(iii) 0-60-120-180-210-240-180-60-0

(iv) 0-60-120-180-240-270-300-330-360-300-240-120-60-0

この載荷に対し、橋軸方向引張試験の場合には多少の問題があった。

すなわち天候不順のため、1 サイクルと2 サイクルの試験の間に数日間のずれが出たので、試験結果としては2 サイクル以後を採用した。また載荷荷重が 120 t を越すときには、4 本のケーブルに張力を導入する必要があるが、使用ジャッキが2台のため、もりかえを必要とし、あらかじめ導入してあるケーブル張力に変化を与える結果になった。

この減少量を測定した結果次の値を得た。

(iii) 160 t に対して 0.72 t の減少

(iv) 160 t に対して 0.78 t の減少

180 t に対して 1.38 t の減少

210 t に対して 2.30 t の減少

この減少量はおおむね 1% 以下であるので、結果の整理では無視をした。

載荷方法は緩速載荷法に準拠し、0, 1, 2, 4, 8, 12, 16……(4 分ごと)……分間隔に変位を測定し、変形速度が撓度計の記録のうえから4 分間に変化が認められなくなつてから次の段階に進めた。

(3) 実験結果

1) 荷重変位曲線

ダイヤルゲージによる読み取り値は、撓度計のそれよりも小さく、明らかに支持点が地盤とともに動いている結果を示している。したがって、荷重変位曲線としては撓度計による測定値を校正曲線によって補正して、図-7.9 から 図-7.14 に示す。

2) 傾斜測定

水管式傾斜計による傾斜の測定結果を表-7.1に示す。

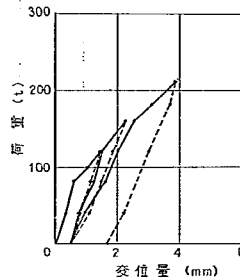


図-7.9 荷重-変位曲線
(橋軸方向試験、撓度計 No.1)

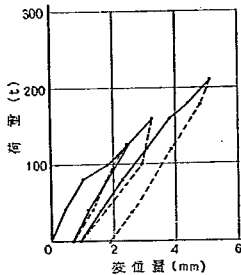


図-7.10 荷重—変位曲線（橋軸方向試験，撓度計 No. 2）

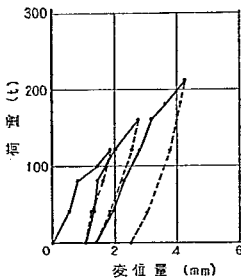


図-7.11 荷重—変位曲線（橋軸方向試験，撓度計 No. 3）

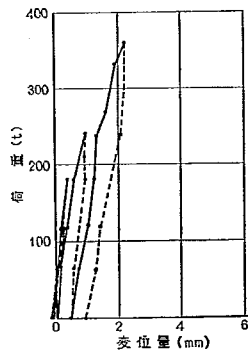


図-7.12 荷重—変位曲線（橋軸方向試験，撓度計 No. 4）

なおこれらの測定と同時にケーソンに埋設されていた土圧計，水圧計，鉄筋計の読み取りを行なったが与えた変位が数mmであったためもある，測定器の精度を考えると，利用できる値を与えなかった。

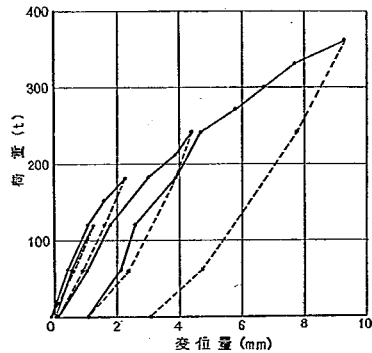


図-7.13 荷重—変位曲線（橋軸直角方向試験，撓度計 No. 5）

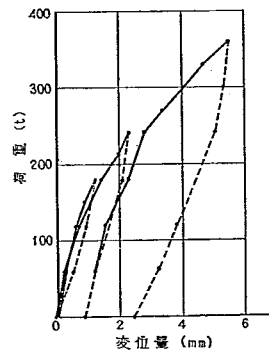


図-7.14 荷重—変位曲線（橋軸直角方向試験，撓度計 No. 6）

（4）結果の解析

1) 解析の方針

地盤調査結果を用いて，第4章の手法から，地盤のパネを決定し，その値を使用しての変位計算と，載荷試験の結果を対比する。この場合第5章の変位の計算式を使用するとともに，地盤を単一層および3層に分ける場合など，いくつかのケースについて，試算を行ない，推定したパネと，実測値から逆算したパネとの相関を求めることとした。

2) ケーソン周辺の地盤のパネの推定

（1）水平方向地盤反力係数

図-7.1の柱状図に見るように，試験地点の地盤は表層に上流部より流下たい積した砂れき層が厚く，その下はよく締まった砂層が続く。ケーソンはこの砂層の中間に止められているが， K_H の推定には，次の3つの測定値

表-7.1 水管傾斜計の読み取り値

橋軸方向試験			橋軸直角方向試験		
荷重	傾斜角		荷重	傾斜角	
	P_3 橋脚	P_2 橋脚		P_3 橋脚	現橋脚脚
0 t	0' 00'' 0	0' 00'' 0	0 t	0' 00'' 0	0' 00'' 0
40	16 8	12 0	60	10 8	05 4
80	36 0	37 8	90	15 6	06 0
100	55 2	48 0	120	22 8	07 8
120	1 10 2	1 02 4	0	00 6	00 6
0	07 2	00 6	60	10 8	04 2
40	25 8	17 4	120	22 8	08 4
80	50 4	38 4	150	29 4	10 2
120	1 10 8	58 8	180	39 0	12 6
160	1 40 8	1 25 8	0	04 2	01 2
0	12 0	04 8	60	15 6	04 2
40	31 2	19 8	120	29 4	09 0
80	54 6	41 4	180	42 6	13 2
120	1 19 8	1 03 6	210	52 8	18 0
160	1 42 0	1 25 2	240	1 15 0	21 0
180	1 57 6	1 46 8	0	16 2	03 6
210	2 42 8	2 13 8	60	27 6	08 4
0	18 6	13 8	120	35 4	10 1
			180	54 6	17 4
			240	1 09 6	21 6
			270	1 24 0	24 6
			300	1 37 2	28 8
			330	1 53 4	31 8
			360	2 07 8	37 2
			0	40 2	10 8

表-7.2 計算図表

項	層厚 m	幅 m	面積 A m^2	載荷幅 $B = \sqrt{A}$ m	N	$E_{30} = 28N$ kg/cm^2	K_{H0} kg/cm^3	$B/30$	$\alpha = (B/30)^{-3/4}$	$K_H' = \alpha K_{H0}$	$K_H = \beta \cdot K_H'$
層区分											
単一層	18	6 8	144.2	12	120	3360	112	40	1/16	7.5	9.0
3層 橋軸 方向	上	5.0	8	40	6.3	60	1680	56	21	1/9.8	6.8
	中	2.4	8	19.2	4.4	60	1680	56	14.7	1/7.5	9.0
	下	10.6	8	85	9.2	75	2020	67.5	1/13	5.2	6.2
3層 直角 方向	上	5.0	2.5	12.5	3.5	60	1680	56	11.7	1/6.3	10.7
	中	2.4	8	19.2	4.4	60	1680	56	14.7	1/7.5	9.0
	下	10.6	8	85	9.2	75	2020	67.5	1/13	5.2	6.2
単一層 (直角)	18	2.5 8	116.5	10.8	120	3360	112	36	1/14.7	7.6	9.2

を基準とした。

- a) 試験の直前にボーリングして求めた N 値 (以後試験時の N 値と呼ぶ)
- b) 同じ孔で求めたプレシオメーターの変形係数 E_p

c) 設計に当たって、調査の段階で実施したボーリングから求めた N 値 (以後設計時の N 値と呼ぶ)

a) N 値から求める場合

試験時と設計時の N 値から、そのバラつきを考慮して

表-7.3 計算図表

層区分	項	E_p kg/cm ²	$E_{30}=4E_p$	K_{H0} kg/cm ³	α	K_H'	K_H
単一層		800	3200	107	1/16	6.7	8.0
3層 橋軸方向	上	400	1600	53	1/9.8	5.4	6.5
	中	400	1600	53	1/7.5	7.1	8.5
	下	500	2000	66.7	1/13	5.1	6.2
3層 直角方向	上	400	1600	53	1/6.3	8.4	10.0
	中	400	1600	53	1/7.5	7.1	8.5
	下	500	2000	66.7	1/13	5.1	6.2

表-7.4 計算図表

層区分	項	層厚 m	幅 m	面積 A m ²	載荷幅 $B=\sqrt{A}$ m	E_p kg/cm ²	$E_{30}=4E_p$	K_{H0}	$B/30$	$\alpha=(\frac{B}{30})^{-3/4}$	$K_H'=\alpha K_{H0}$	$K_H=\beta K_H'$
単一層		9.2	2.5	23.0	4.8	500	2000	67	16	1/8	8.4	10.0
3層 直角方向	上	1.2	5.0	6.0	2.45	400	1600	53	8.2	1/4.8	11.0	13.2
	中	6.1	5.0	30.5	5.52	500	2000	67	18.4	1/8.9	7.5	9.0
	下	1.9	5.0	9.5	3.08	300	1200	40	10.3	1/5.75	7.0	8.4

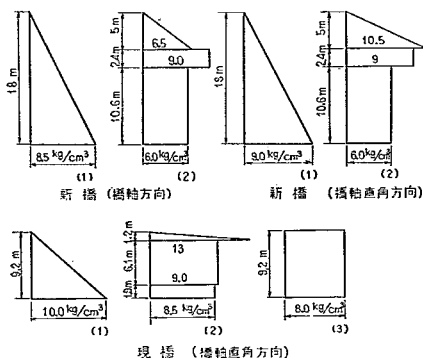


図-7.15 計算に用いた水平方向地盤反力係数

計算に用いる N 値を定め、その値から K_H を求める。

b) プレシオメーターの変形係数 E_p から求める場合
測定された E_p の値は、図-7.1 に示すように深さ方向にバラついており、-14m の値より -17m の値が低いなど、一般的に考えられる実態と相違しており、その付近の砂層の E_p としては仮定する K 値の分布に合わせ表-7.3 のごとく推定した。

この計算に当たって径 30 cm の載荷板による水平バネ K_{H0} から先の載荷幅の補正は表-7.2 と同じである。

c) 実橋の考慮する水平方向地盤反力係数
 N 値から求めても、 E_p から求めても大差がないので。

ここでは E_p からバネを求める。

d) 計算に用いた水平方向地盤反力係数

以上の計算の結果、新設橋脚および実橋に対し、仮定した地盤反力係数は図-7.15 のとおりである。

(2) 鉛直方向地盤反力係数

まず現橋の場合について計算する。

a) N 値の測定値から計算する場合

底面付近の N 値を測定結果から 90 とみる。

したがって 30 cm の載荷板での変形係数は、

$$E_{30}=4E_p=4 \times 7N=28N=2520 \text{ kg/cm}^2$$

深さ方向の変形係数の増大を考慮し、単一層に換算するのに式 (4.15) の Terzaghi 式の関係を採用する。

$$E=E_{30} \cdot \frac{B_s}{B_L} \left(\frac{B_L+30}{B_s+30} \right)^2$$

$$\text{ここに } B_s=30 \text{ cm } B_L=800 \text{ cm}$$

$$\therefore E=2520 \cdot \frac{30}{800} \cdot \left(\frac{830}{60} \right)^2 = 18,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{V0} = \frac{E}{30} = 600 \text{ kg/cm}^3$$

バネに対する寸法の補正を行なって

$$K_V = K_{V0} \cdot \left(\frac{800}{30} \right)^{-3/4} = 600 \times \frac{1}{11.7} = 51 \text{ kg/cm}^3$$

b) プレシオメーターの測定値からの推定

底面付近のプレシオメーターの測定値の平均を求めてみる。平均値自身、あまり意味を持たないが、どちらの値に有意性があるか判断がつかないので、平均値とした。

$$\bar{E}_p = \frac{1}{2}(980 + 250) = 615 \text{ kg/cm}^2$$

この値は、一般的に N 値からの推定値として仮定した $E_p = 7N = 7 \times 90 = 630 \text{ kg/cm}^2$ にほとんど近似しており、この値に基づく計算は必要としない。

- c) 計算に使用する鉛直バネ定数 $K_V = 50 \text{ kg/cm}^3$ とする。

次に実橋の場合について計算する。ボーリング結果によれば、新橋より、軟い層の上に載っている。

表-7.4 の計算図表の値を用い $E_p = 300 \text{ kg/cm}^2$ として K_V を新橋と全く同手順で求めると、 $B = \sqrt{A} = 7.4 \text{ m}$ $K_V = 31 \text{ kg/cm}^3$

したがって実橋では $K_V = 30 \text{ kg/cm}^3$ とする。

- (3) 底面における水平方向せん断バネ定数

ケーソン底面におけるせん断バネとしては K_V を基準に定めることとし、4. [5] の検討の結果から

$$K_S/K_V = 0.2, 0.4$$

の2つの場合について計算を行ない実測変位と対比することとする。

3) ケーソンの変位の計算結果

図-7.14 の水平方向地盤反力係数を採用し、すでに求めた K_V , K_S の条件でケーソン頂部の変位を計算すると表-7.5 の結果を得る。作用水平力 100 t, 作用モーメント 500 t・m である。

これらの値を使用して、撓度計による変位測定点の変位を計算し、実測値と比較する。変位には回転変位のほか橋脚の弾性変位も考慮する。前述の計算の結果、この寸法では底面のせん断バネ K_S の影響は、あまり大きく

表-7.5 回転角の比較

新橋脚 P ₃ の場合	橋軸方向 載荷	K_H 3 角形分布	K_S	回転角 θ ラジアン	回転中心 m	実測回転角
			0.2 K_V	6.36×10^{-5}	16.117	$\approx 50''$
			0.4 K_V	5.96×10^{-5}	16.766	$= 24 \times 10^{-5}$
						(橋脚のたわみの影響ははいる)
	橋軸直交方向 載荷	K_H 3 層分布	0.2 K_V	3.73×10^{-5}	14.974	
			0.4 K_V	3.39×10^{-5}	15.969	
		K_H 3 角形分布	0.2 K_V	5.78×10^{-5}	16.126	$\approx 18''$
			0.4 K_V	5.42×10^{-5}	16.765	$= 9 \times 10^{-5}$
	K_H 3 層分布		0.2 K_V	2.92×10^{-5}	14.825	(橋脚のたわみの影響ははいる)
			0.4 K_V	2.66×10^{-5}	15.862	

表-7.6 新橋脚の測定結果の比較

橋脚方向 橋軸直交方向 軸向	K_H 3 角 3 層	上方測点 (No. 2) (No. 5)				下方測点 (No. 3) (No. 6)			
		回転中心からの高さ (m)	回転変位 (mm)	計算変位 (mm)	実測値 (mm)	回転中心からの高さ (m)	回転変位 (mm)	計算変位 (mm)	実測変位 (mm)
橋脚方向	K_H	20.997	1.33	1.44	2.0 (1.8)	16.752	1.07	1.10	1.47 (1.27)
	K_H	19.850	0.74	0.85	"	15.609	0.58	0.61	"
	K_H	21.006	1.22	1.26	1.33 (0.94)	16.761	0.97	0.97	0.67
	K_H	19.705	0.57	0.60	"	15.460	0.45	0.45	"

表-7.7 現橋脚の測定結果との比較

現橋脚の場合	計 算 値						実 測 値
	K 値分布	回転中心 (m)	回転角 θ ラジアン	回転中心から測点までの高さ (m)	回転変位 (mm)	測点 No. 4 の変位 (mm)	測点 No. 4 の変位 (mm)
	3 角 形	10.92	6.01×10^{-5}	12.97	0.72	0.77	0.4
	3 層	9.83	4.50×10^{-5}	11.88	0.53	0.58	
	矩 形	9.97	4.48×10^{-5}	12.02	0.54	0.59	

ないので、 $K_s=0.2 K_f$ の場合について比較する。

全く同じ計算を現橋脚について行なう。

作用水平力は 100t とすれば作用モーメントは、この場合 357 t-m となる。水平方向地盤反力係数 K_H はすでに図示したように仮定し、せん断バネは底面の鉛直バネの 0.2 とする。

(5) 考 察

以上の解析から、次の点を指摘できる。

1) 水平バネ定数

計算を進めるに当たって、地盤調査の結果入手できた標準貫入試験値 N 値と、ボーリング孔内載荷試験から求めた変形係数 E_p とを用いて K_H を推定したが、表-7.2、表-7.3 に示すように大差がない。

このことは N 値と E_p との相関が、実用の範囲において十分有用であることを示すものにほかならない。

このようにして求めた K_H を用いて変位を計算し、実測値と比較したが、表-7.6 および 表-7.7 の結果となり、1) 分布の仮定によって差異はあれ、2) に述べる全体的な傾向を持ちながらも、基礎構造物の変位の推定値としては、実用可能な範囲にあり、 K_H の推定の信頼度について裏付けを得た。

2) 新・現橋脚による変位の傾向の差

実測結果によれば、計算値に対し、新橋脚の変位は、上回る大きな値を示し、現橋脚においては逆に下回って

小さな値を示している。

この事は、ケーソンの沈下作業に伴う地盤の乱れが、新しいケーソン（新橋脚）において残されており、現橋脚においては、十分強度回復している結果と見る事ができよう。

3) 水平バネ定数 K_H の分布

K_H の分布を3角形分布とする場合と、3層分布とする場合とどちらが実態を反映するものか、関戸橋の実測結果のみから断定できないが、基礎完成後時間が経過し、地盤の強度が十分回復したときには3層分布とみなした方がより実態に近いようにみえる。このことは 7. [4] の木曾川橋梁の実験結果と合わせてみるとより明らかになる。

4) 底面のせん断バネ

底面のせん断バネとして鉛直バネの何%を採用すべきか、せん断バネについての 4. [5] の実測のみでは不十分であった。ここでは、その比を 0.2 および 0.4 として計算し回転角を求め 表-7.5 に示したが、その結果を見るかぎりでは、実ケーソンの寸法では、その影響は小さい。したがって、変位の計算の段階では 0.2 とした。

第6章の模型実験においても、せん断バネの影響が小さいことを述べたが、この実測のかぎりでは比較的小さい値を計算上採用しても、設計という実務作業には大

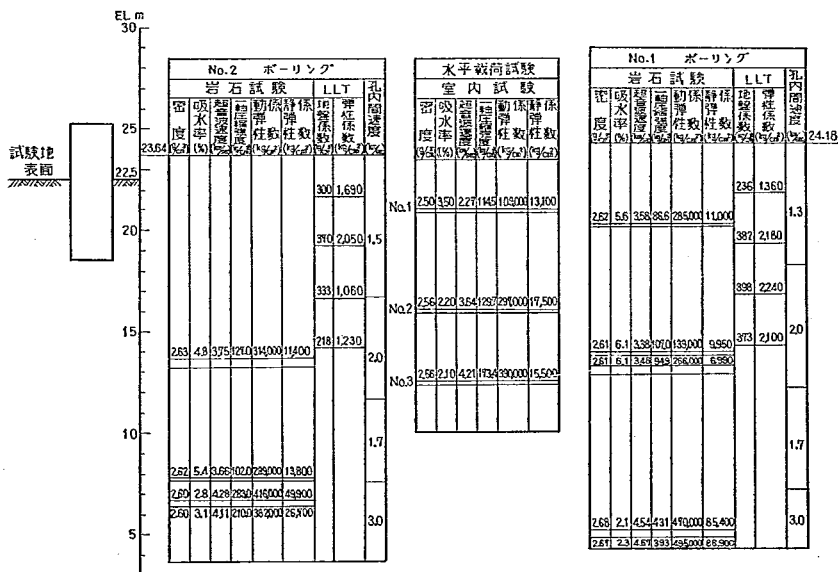


図-7.16 ボーリング結果および水平載荷試験結果

表-7.8 風化花こう岩の変形特性

		サイ クル	荷重範囲 (kg/cm ²)	K(kg/cm ³)	K ₀ (kg/cm ³)	E ₀ kg/cm ²	摘 要
φ 37.5cm	No. 1	1	0.2~9.1	96.5	114	3,420	
		2	0.2~18.1	163.8	193	5,800	
		3	0.2~36.2	198.3	234	7,000	
	No. 2	1	0.2~9.1	101.2	120	3,600	
		2	0.2~18.1	184.9	218	6,540	
		3	0.2~36.2	289.3	341	10,200	
φ 75cm	No. 1	1	0.2~2.3	75.0	150	4,500	地盤の局所的な影響を受けて小さめに出ている。
		2	0.2~4.5	84.3	169	5,060	
		3	0.2~9.1	71.2	142	4,260	
	No. 2	1	0.2~2.3	38.9	78	2,340	
		2	0.2~4.5	44.8	90	2,700	
		3	0.2~9.1	51.4	103	3,100	

きな影響はない見通しを得ることができた。

〔3〕 本州四国連絡架橋調査における児島地区の実験

(1) 実験概要

1) 試験場所および地盤構成

この試験は本州四国連絡架橋調査のひとつとして、岡山県倉敷市児島田の口に試験場所を選び、風化花こう岩を掘削して、径 3.5 m 根入れ 3.9 m の円形断面のケーソンを築造し、掘削実験の同径のケーソン（根入れ約 7 m）を反力柱として水平載荷試験を実施した。

地盤は風化花こう岩で表層はマサ状になっている。水平載荷試験に先立って 2 本のボーリングと、掘削実験の孔を用いて、水平方向載荷試験が実施された。それらの結果を図-7.16 に示す。

ここに L.L.T. はプレシオメーターと同原理による一室法をもったボーリング孔内載荷試験機であり、変形係数の測定値はプレシオメーターとほとんど差はない¹³⁾。

径 3.5 m の円形ケーソンを以下試験ケーソンと呼ぶと、側面の地盤条件は水平平板載荷試験結果より、底面付近については、No. 1 と No. 2 の水平載荷試験結果が地盤条件を反映しているとみることができる。

載荷試験に使用した平板は径 37.5 cm と 75 cm であり、次の表-7.8 に試験から直接求めた水平バネ定数と、第 4 章に従って求めた径 30 cm に対応する K₀ および変形係数 E₀ を示す。

2) 試験供試体

径 3.6 m の孔を人力によって掘削し径 3.5 m の鋼管

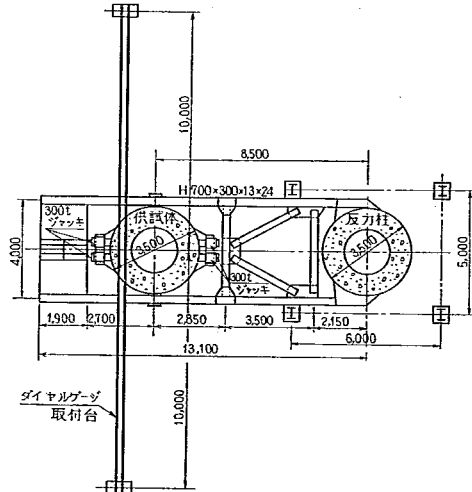


図-7.17 試験装置平面図

柱を建てこみ供試体とした。根入れ深さは 3.9 m であり、孔壁との透き間は強化モルタル（エンベコモルタル）で充てんした。また鋼管柱には、内径 1.8 m の空間を残し、コンクリートを打設して剛度を高めた。

(2) 実験方法

1) 試験載荷装置

試験装置の平面図を図-7.17 に示す。

この水平載荷試験の特徴は 2 方向から交番荷重を加えたことにある。すなわち図に示すようなトラスを組み、300 t 油圧ジャッキ 2 台を 1 組として、両側から交互に荷重を加えた。

2) 測定方法

加圧力は、ジャッキに付属する圧力計の読みから換算した。

供試体ケーソンの挙動について、次の項目を測定した。

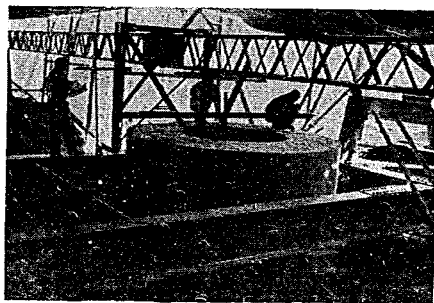


写真-7.4 児島地区の実験基準げた

a) 供試ケーソンの水平変位、鉛直変位

b) 傾斜角

c) 底面における反力強度

変位の測定には 1/100 mm ダイアルゲージを使用したが、関戸橋と同様、固定点の設定に苦慮した。そのため、高さ 50 cm 幅 30 cm 長さ 20 m の基準げたをすえつけ、それを固定点とし、図-7.18 の形に腕木を出し

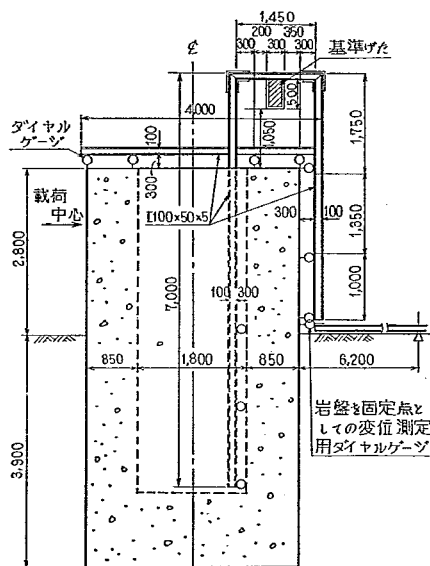


図-7.18 ダイアルゲージの配置

てダイアルゲージを取り付けた。この基準げたについては、十分の剛度を期待していたが、ねじりに対する抵抗が小さく、ダイアルゲージの読み取り値に影響を与えていないとは言いきれない。

傾斜角は秒読みの水管式傾斜計を使用した。

土圧計は共和電業製のカルソン型で容量 1 kg/cm^2 である。

3) 載荷荷重

載荷荷重は繰り返し載荷とし、5サイクルの荷重変位曲線が得られるように定め、次の荷重条件で試験を行なった。荷重のうち負号のついているものは反対方向からの載荷を意味する。

i) 1 サイクル

$0 \rightarrow 40 \rightarrow 60 \rightarrow 80 \rightarrow 100 \rightarrow 80 \rightarrow 40 \rightarrow 0$

$\rightarrow -40 \rightarrow -60 \rightarrow -80 \rightarrow -100 \rightarrow -80 \rightarrow -40 \rightarrow 0 \text{ t}$

ii) 2 サイクル

$0 \rightarrow 40 \rightarrow 80 \rightarrow 100 \rightarrow 125 \rightarrow 150 \rightarrow 175 \rightarrow 200 \rightarrow 150 \rightarrow 100 \rightarrow 50$

$\rightarrow 0 \rightarrow -40 \rightarrow -80 \rightarrow -100 \rightarrow -125 \rightarrow -150 \rightarrow -175 \rightarrow$

$-200 \rightarrow -150 \rightarrow -100 \rightarrow -50 \rightarrow 0 \text{ t}$

iii) 3 サイクル

$0 \rightarrow 50 \rightarrow 100 \rightarrow 150 \rightarrow 200 \rightarrow 225 \rightarrow 250 \rightarrow 275 \rightarrow 300 \rightarrow 250$

$\rightarrow 200 \rightarrow 150 \rightarrow 100 \rightarrow 50 \rightarrow 0 \rightarrow -50 \rightarrow -100 \rightarrow -150 \rightarrow$

$-200 \rightarrow -225 \rightarrow -250 \rightarrow -275 \rightarrow -300 \rightarrow -250 \rightarrow -200$

$\rightarrow -150 \rightarrow -100 \rightarrow -50 \rightarrow 0 \text{ t}$

以下4サイクルでは最高 400 t、5サイクルでは 600 t の荷重を加えた。

(3) 実験結果

1) 荷重変位曲線

測定結果のうち第3サイクルの荷重変位曲線を図-7.19 に示し、その結果得られたケーソンの荷重段階ごとの傾斜を図-7.20 に示す。この結果から、回転中心はほとんど底面に一致しているとみてよい。

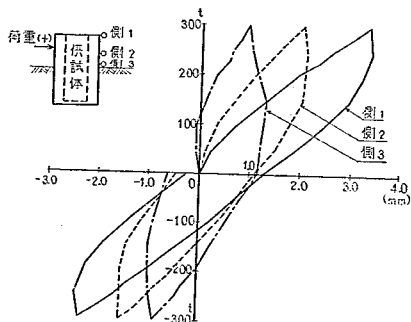


図-7.19 第3サイクルの荷重変位曲線

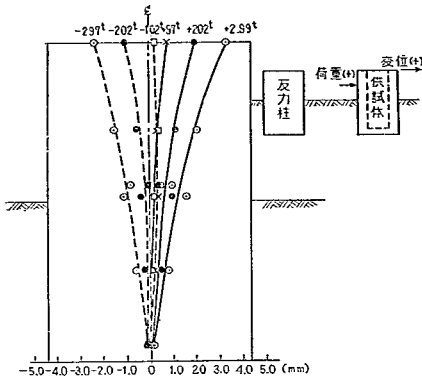


図-7.20 供試体側面の変位図

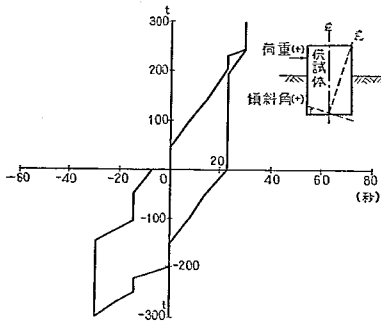


図-7.21 底面の傾斜角

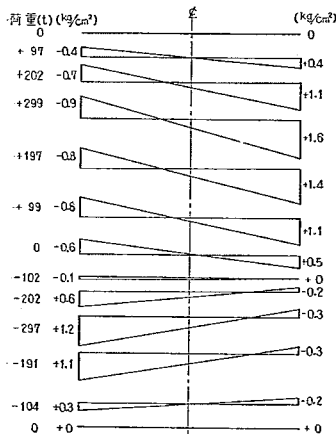


図-7.22 土圧の測定結果

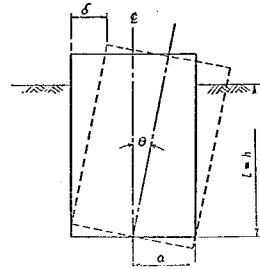


図-7.23 ケーソンの挙動の假定

2) 傾斜測定

水管式傾斜計によるケーソン底面の傾斜を荷重との関係で 図-7.21 に示す。この結果は 1) と同じく第 3 サイクルのものである。

3) 土圧測定

土圧の測定値のうち、第 3 サイクルに相当するものを 図-7.22 に示す。水平荷重が 100 t 程度までは、底面の浮き上がらない左右対象の動きを示しているが、その荷重を越すと偏心荷重状態に入っていることが、測定値から推論できる。

(4) 結果の解析

1) 解析の方針

ケーソンの変形挙動から、底面の中心に回転中心を置いた変形をしていると見なすことができるので、底面におけるせん断変形はないとして、第 5 章の式を簡略化し、水平および鉛直バネを測定変位から逆算し、地盤調査結果から求めた値と対比する。また土圧計の読み取り値と傾斜変位とから直接実測されたバネを求め、同じく、調査結果からの推定値と比較する。

2) 測定値からのバネ定数の逆算

図-7.23 に示す状態に、ケーソンが変形しているとき、図-7.20 の測定結果から判断されるので、その条件を考慮すると、第 5 章に述べた式 (5.10) および (5.11) は次式で表わせる。すなわち、 $P=0$ 、 $x=0$ 、 $K_s=0$ 、 $k_2=0$ を代入する。 K_H は一様な 3 角形分布とする。

$$\theta = \frac{3\{6M+4Hl\}}{\alpha K_H \{l^3+24\alpha k_1 a^2\}} \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

$$h = \frac{4MP^2+3Hl^2+8\alpha k_1 a^2 H}{l(6M+4Hl)} \quad \dots\dots\dots (7.2)$$

記号は第 5 章と同じであり、

$$\alpha=0.589$$

である。

h が根入れ l に等しく、 θ が実測されているとき、前記の式から K_H と k_1 を決定することができ、したがって、 $K_V=K_H \cdot k_1$ として K_V を求めることができる。

表-7.9 実験から求めた K_H , K_V (kg/cm³)

$H(t)$	$M(t-m)$	δ (mm)	$\theta \times 10^{-6}$ ラジアン	k_1	K_H (kg/cm ³)	K_V (kg/cm ³)
100	185	0.240	61.5	4.58	184	843
200	370	0.910	233	"	97	444
300	555	1.850	475	"	71	325
400	740	2.960	759	"	59	270
600	1,110	5.870	1505	"	45	206
-100	-185	-0.320	-82	"	137	627
-200	-370	-0.990	-254	"	89	407
-300	-555	-1.890	-485	"	70	321
-400	-740	-3.120	-800	"	56	256
-500	-925	-5.150	-1313	"	43	197

 K_H : 3 角形分布表-7.10 実験から求めた K_H , K_V (kg/cm³)

$H(t)$	$M(t-m)$	δ (mm)	$\theta \times 10^{-6}$ ラジアン	k_1	K_H (kg/cm ³)	K_V (kg/cm ³)
100	185	0.240	61.5	11.4	89	1014
200	375	0.910	233	"	47	524
300	555	1.850	475	"	34	388
400	740	2.960	759	"	28	319
600	1100	5.870	1505	"	22	251
-100	-185	-0.320	-82	"	66	752
-200	-370	-0.990	-254	"	43	490
-300	-555	-1.890	-485	"	34	388
-400	-740	-3.120	-800	"	27	308
-500	-925	-5.150	-1313	"	21	239

 K_H : 深さに無関係に一樣分布 K_H および K_V の計算結果を表-7.9 に示す。

試験地盤が比較的強固な地盤であり、水平載荷によって地盤に与える変位がまた小さいので、ケーソン側面の水平方向地盤反力係数 K_H を深さ方向に一定とする仮定が成立しよう。この条件のもとでバネ定数を逆算してみる。第5章の式 (5.22) および (5.23) において、 K_{H2} , b , a , K_V , α のみが存在する条件で、式を整理すると次式を得る。

$$\theta = \frac{M + \frac{HI}{2}}{aK_H \left\{ \frac{b^3}{6} + \frac{4}{3} a k_1 a^3 \right\}} \quad \dots\dots\dots (7.3)$$

$$h = \frac{M \frac{b^3}{2} + H \frac{b^3}{3} + \frac{2}{3} H a k_1 a^3}{M I + H \frac{b^3}{2}} \quad \dots\dots\dots (7.4)$$

この条件のもとで、 K_H , K_V を逆算したものを表-7.10 に示した。

3) 地盤調査結果からのバネの推定

地盤条件で述べたように側面地盤のバネ K_H は、No.

1 の載荷地点の結果が代表していると考えられるので

表-7.8 の平板載荷試験結果から、第4章の手法により、ケーソン側面の水平バネを推定する。

径 30 cm の平板載荷試験から求めた基準の K_H すなわち K_0 は $K_0 = 114 \sim 230 \text{ kg/cm}^3$

したがって、 $K_0 \approx 150 \text{ kg/cm}^3$

とみてよい。一方、供試体であるケーソンの有効載荷幅 B は $B = \sqrt{350 \text{ cm} \times 390 \text{ cm}} \approx 370 \text{ cm}$

したがって

$$K_H = K_0 \left(\frac{370}{30} \right)^{-3/4} = 150 \times 1/11.7 = 13 \text{ kg/cm}^3$$

次に鉛直バネ K_V を求める。

図-7.16 に示す変形係数の測定値 (L. L. T.) は深さ方向にゲージが不足であるが、深さが増すとともに、変形係数が増大する傾向にあることは、No. 1, No. 2, No. 3 の水平方向平板載荷試験の結果からも明らかである。

総合的な判断から $E_{30} \approx 15,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度とすれば

$$K_0 = 500 \text{ kg/cm}^3$$

寸法効果を考慮して

$$K_V = K_0 \left(\frac{350}{30} \right)^{-3/4} = 500 \times 1/11.2 = 45 \text{ kg/cm}^2$$

を得る。

4) 土圧計の測定値からの K_V

底面の反力分布において、ケーソンの底面を中心にして回転するのは図-7.22の土圧計による測定結果からわかるように、比較的荷重の小さい時である。測定条件のよい、反力度 0.4 kg/cm^2 の場合について、 K_V を求める。この時の底面の回転角は $8''$ であるから、土圧計の位置での垂直変位は

$$\delta_V = \frac{3100 \text{ mm}}{2} \times 0.00029 \times \frac{8}{60} = 0.075 \text{ mm}$$

したがって

$$K_V = \frac{0.4 \text{ kg/cm}^2}{0.0075 \text{ cm}} = 53 \text{ kg/cm}^2$$

(5) 考察

以上の解析から、次の点を指摘できる。

1) 水平バネ定数 K_H

通常のケーソン基礎はその回転角において 10^{-3} ラジアンオーダーの変形状態で設計されており、この実験で言えば、水平加力 500 t へ 600 t の最大荷重時が、これに相当する。この状態において、ケーソンと地表面との接点での変位は $5 \text{ mm} \sim 6 \text{ mm}$ である (表-7.9 参照)。

ケーソンの径 350 cm に対し、この変位量では、わずかに、載荷幅に対して、 0.15% であり、弾性領域と見なしてよからう。

このような状態では、 K_H を地表面で 0 とし深さとともに増大する Δ 角分布と見なすより、等質な材料からなるとして、深さに無関係な一様分布としてよからう。

このような観点から、実測値と推定値を比較する。

表-7.11 K_H の比較表

条件	平板載荷試験からの推定値	深さ方向一様分布	深さとともに増大 Δ 角分布
$K_H (\text{kg/cm}^2)$	13	89~21	184~43

すでに述べたように、 10^{-3} ラジアンオーダーの回転をする状態では、 $22 \sim 21 \text{ kg/cm}^2$ の K_H が逆算されており、推定値 13 kg/cm^2 は十分、ケーソンの変位の計算に導入できる値となり得ることを示している。

2) 室内試験 (力学試験) との関連

本節の最初にボーリング柱状図と併記して、室内試験での弾性係数を示している (図-7.16)。

対象が風化花こう岩のため、コアの採取がむずかしく、硬いものが測定対象になり、 $10,000 \text{ kg/cm}^2$ オーダーの変形係数が測定されたものと判断した。そこで、改めて、手掘りにより表層の近くから乱さない試料をとり、

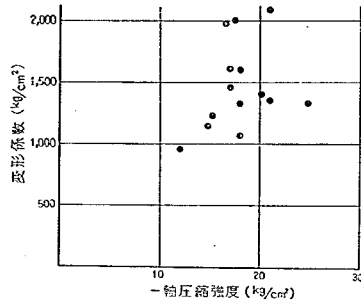


図-7.24 風化花こう岩の一軸圧縮強度と変形係数の関係

一軸圧縮強度と変形係数を求め図-7.24 に示した。これから、変形係数として $1,500 \text{ kg/cm}^2$ の値を得る。

この値と平板載荷試験から求めた変形係数 E_0 との間には、おおむね $1:3$ の相関があり、2. [3] (6) において、関東ロームで成立した関係に近いことが指摘できる。

ここで取り扱った風化岩の強さは $15 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ であり比較的固結度が低いために、手掘りのサンプリングとボーリングによるサンプリングによる試料の強さに $2 \sim 3$ 倍の開きがあり、ボーリングによるコアからの変形係数は、その地盤を代表するものになり得ない。したがって、一連の調査結果からわかるように、むしろボーリング孔内変形試験から求めた変形係数の方が利用度が高い。

3) ボーリング孔内変形試験と水平方向平板載荷試験との相関

すでに述べたように、この地点ではボーリング孔内変形試験機として L.L.T. を用いている。

その測定結果は図-7.16 に示したが $1,060 \sim 2,240 \text{ kg/cm}^2$ の値を得ており、平均値で 1740 kg/cm^2 である。

したがって平板載荷試験 (径 30 cm) の変形係数 E_{30} との比は、

$$\frac{5,000}{1,740} \approx 2.9$$

となり、式 (3.1) で示した $E_0 \approx 4E_p$ より、やや小さい係数を持つ。この傾向は岩盤ないし風化岩において、クラックの影響としてすでに観測されており、関門吊り橋の岩盤調査においてすでに指摘した²⁸⁾。

以上の結果から、水平方向平板載荷試験が実施できないときには、ボーリング孔内載荷試験結果を用いて、 K_H を推定するのがよいと言える。

4) 鉛直バネ定数 K_V

地盤調査結果からの推定値、変位の実測からの逆算値、土圧計の測定値から求めたものを一表にまとめると表-

表-7.12 K_V の比較表

条件	平板載荷試験 からの推定値	変位からの 逆算値 (一様分布)	土圧計からの 計算値
$K_V(\text{kg}/\text{cm}^2)$	45	524~239	53

7.12 になる。

土圧計からの換算値と推定値とが近い値を示すことから、ここで提唱しているパネの推定方法の精度について1つの裏付けになっていると言える。

一方逆算値とは、10~5 倍の開きがある。この理由としては次の点が考えられる。

すなわち、掘削孔と鋼製柱との透き間は強化モルタル(エンペコ)で充てんされたが、このモルタル強度は、250~500 kg/cm^2 あり、風化岩のそれよりもはるかに高い。

したがって、ケーソン周辺の鉛直方向変位に対する拘束は大きく、回転に対する鉛直方向力の周辺の分担を、 K_V を逆算する式 (7.3) (7.4) では考慮していないので、その分だけ割り増しされていると見てよい。

関戸橋の実験結果でも新橋においては、周辺の拘束が小さく、旧橋においては大きいために、計算式のうえでの K_V が見掛け上大きく算出される結果になっている。

地盤の拘束力を100% 活用しようとするれば、地盤とケーソン周面との密着が、きわめて大きな意味を持つことがこの結果からも指摘できる。

[4] 木曾川橋梁における実験²⁹⁾

(1) 実験概要

1) 試験地点および橋梁諸元

試験地点は名四道路が木曾川を渡る地点において、現在、日本道路公団が営業中の木曾川有料橋の増設地点にあたる。すなわち、全長 858m、平行弦ワーレントラス橋 12 連を主構造とする現在橋に平行して、全く同じ構造の橋梁の建設工事が、昭和 39 年から 42 年にかけて行なわれた。その右岸に近い橋脚において、実験を行な

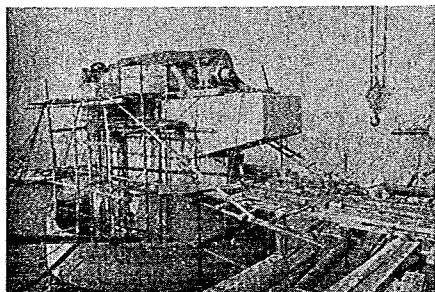


写真-7.5 木曾川橋実験現場

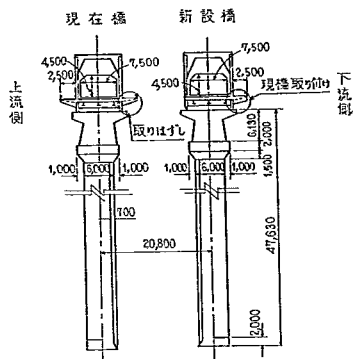


図-7.25 木曾川橋ケーソン一般図

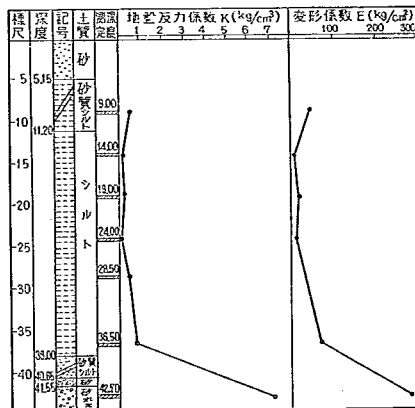


図-7.26 ボーリング柱状図

た。

橋脚は鉄骨コンクリート造りのく体を持ち、基礎は図-7.25 に示す鉄筋コンクリートオープンケーソンで径 6.0 m ケーソン長さ 41.5 m である。

2) 試験地点の地盤条件

試験地点は典型的な沖積地の様相を示し、試験地点で改めて実施したボーリング柱状図を図-7.26 に示す。またボーリング孔を利用し、プレシオメーターによる変形試験を7点実施したが、その結果も図示した。

3) 試験の概要

この実験では新橋脚の上に加振機を設置し、加振し、橋脚の動的挙動を追跡するのが目的であったが、同時に旧橋との間にワイヤーを張り荷重を加え、急激に解除する自由振動実験を行なった。ここでは、後者の実験において解除前の加えた荷重と変位の関係から、静的な条件

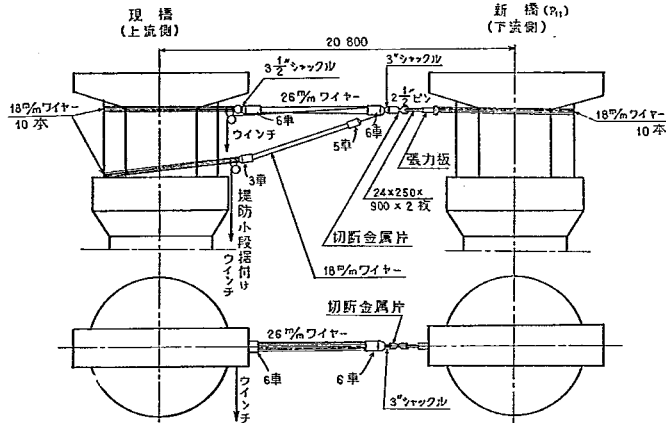


図-7.27 実験状況

下での動きのみを調べることとする。

(2) 実験方法

1) 試験載荷装置

現在橋の上流側橋脚と新設橋の下流側橋脚との間に径 26 mm 12 本のワイヤーロープを図-7.27 の要領で張り、堤防の小段にすえつけたワインチで巻いて、加力した。

加力は張力計で読み取り、荷重の大きさは 50 t および 100 t とした。

2) 変位の測定装置

河の中の実験でもあり、固定点を求めて、その点を基準にダイヤルゲージで読み取る簡便な方法を採用することができなかった。

そのため、田辺式撓度計を用いることにしたが撓青銅線のスパンは 30 m にも達し、精度はきわめて悪いものとなった。

自由振動の際求めた加速度測定記録から、変位を逆算することは可能であり、参考値として用いることとした。

(3) 実験結果

1) 切断時の橋脚作用荷重

切断時の橋脚作用荷重を表-7.13 に示す。

2) 切断時の変位

切断時の最大変位を同じく表-7.13 に示す。測定点は橋脚天端である。

(4) 結果の解析

1) 解析の方針

図-7.26 のプレシオメーターによる変形係数の実測値から、すでに関戸橋、児島の両実験で求めたものと同じ手法で K 値を推定し、この推定 K 値をもとにケーソンの

表-7.13 荷重ならびに実測変位

実験 番号	荷重 (t)	新橋の変位		現橋の変位		周期(sec)	
		撓度計	加速度計	撓度計	加速度計	新橋	現橋
1	53.5	1.80	1.57	0.17		0.20	0.14
2	105	3.96	1.91	0.30		0.20	0.15
3	82.4	2.88	6.27	1.60		0.33	0.32
4	89.5	3.24	5.85	0.97		0.35	0.31

 表-7.14 水平バネ K_H の算出

項 層区分	層厚 (m)	幅 (m)	面積 A (m^2)	載荷幅 $B = \sqrt{A}$ (m)	E_F (kg/cm^2)	E_{30} (kg/cm^2)	K_{H0} (kg/cm^3)	$\alpha = (B/30)^{-3/4}$	$K_H' = \alpha \cdot K_{H0}$	$K_H = \beta K_H'$ (kg/cm^3)
単一層	41.5	6	249	15.8	100	400	13	1/19.6	0.66	0.79
3層 直方向	上	10	60	7.75	150	600	20	1/11.4	1.75	2.10
	中	28	168	13.0	20	80	2.7	1/16.9	0.16	0.19
	下	3.5	21	4.58	300	1200	40	1/7.74	5.18	6.22

変形を求め、実測値と比較し、本論文での K 値の推定法についての検討資料とする。

2) 測定 E_p からのパネ定数の決定

a) 水平パネ K_H (表-7.14)

b) 鉛直方向地盤反力係数 K_V

ボーリングはすべて、砂れき層に達して 3m~4m で止めてあり、砂れき層の厚さは不明である。沖積層としてのたい積環境を考えると、この砂れき層が数 10m たい積しているとは考えられず、当然第 2 粘土層がこの下に存在すると推定される。

したがって、 K_V を推定するに当たって、この砂れき層の深さ方向の密度増加の影響は無視して計算する。

$$E_p = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad K_{H0} = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad B = 600 \text{ cm}$$

$$\alpha = (600/30)^{-3.1} = 1/9.45 \quad K_V = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

c) せん断パネ K_S

$$K_S = 0.2 \quad K_V = 0.84 \text{ kg/cm}^2$$

以上のパネの推定結果を図示すると 図-7.28 を得る。

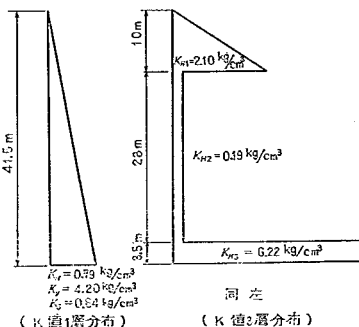


図-7.28 地盤反力係数の推定

3) ケーソンの変位の計算結果

以上のようにして求めた地盤反力係数を用い、第 5 章に述べた計算手法を用いて、測点の変位を計算すると次の値を得る。

表-7.15 計算変位と実測変位の比較

実験 番号	荷 重 (t)	撓度計 実測変位 (mm)	計 算 変 位	
			1 層 (mm)	3 層分割 (mm)
1	53.5	1.80	4.74	1.20
2	105.0	3.93	9.30	2.35
3	82.4	2.88	7.30	1.85
4	89.5	3.24	7.93	2.01

計算変位の算出に当たって、橋脚の弾性変形分を補正したが、その値は 0.0032 mm/10t である。

(5) 考 察

計算変位と実測変位の対比を表-7.15 に示したが、計算変位が実測変位を上回っている。

その量は 1 層分布とする場合 2.3~2.6 倍であり、3 層分布とするとき 1.5~1.7 倍となった。

この地点のように表層に砂層があり、その下に軟い粘土層がある場合には、3 層分割の方が、忠実に地盤条件を表現できることを示している。

なお、実測変位が計算変位を上回った 1 つの理由としては、ケーソンの沈下に伴う周辺地盤の乱れと、強度回復の不十分さに起因するともみられるが、砂の変形係数を適確に測定することができなかったのが、論断することとはできない。

この実測変位は田辺式撓度計を用いて測定したものであり、測定用の撓青銅の長さは 30m に達し、しかも水平に張り渡しての使用であるため、その支間に張り渡しての較正を行なうてはみたものの、測定値の信頼度は 1mm ないし 0.5mm の程度と想像される。

したがって本実験の結果は、計算値と実測値とが mm のオーダーで一致した 1 つの例として、受けとるべき内容のものである。

(5) 若戸大橋における実測³³⁾

(1) 実測の概要

1) 実測地点および橋梁諸元

若戸大橋は北九州市の若松区と戸畑区を結ぶ橋梁として、洞海湾の入口に昭和 37 年 9 月建設された吊橋で次の規模を持つ。

橋梁延長	2068 m (一部盛土部を含む)
幅 員	主橋梁部 15 m (3 m + 9 m + 3 m) 取り付け部 9.5 m
下部構造	主橋梁吊橋部、主塔橋脚 40 m × 17 m 深さ -22 m 橋台 34 m × 15 m 深さ -22 m および -18 m 2 基

施工法としては、いずれも空気ケーソン工を採用している。

2) 地盤条件

この橋梁周辺の基盤は、古代 3 紀の大辻層群のうち、出山層に属し、その中でも最下部の天嶺寺層か、上到達層に相当し、筑豊炭田の一部、小倉炭田の流れとみてよい。岩質は、戸畑区において、れき岩または凝灰質泥岩、砂岩の互層からなり、若松区は、砂岩、凝灰質泥岩、炭質を含む頁岩の互層からなっている。

ここに報告する実測構造物は、若松側橋台であり、基礎の底面は頁岩と砂岩の互層からなり、一部の頁岩ないし砂質頁岩は膨潤性を有している。

ボーリングは最長 100m まで行ない、地質縦断図を

作成したが、コアの一軸圧縮試験の結果から求めた変形係数を岩質ごとに表示すると、次の表-7.13を得る。

表-7.16 若松橋台の岩盤

深度 (m)	岩 質	変形係数 (kg/cm ²)	厚 さ (cm)	位 置 (m)
22.0	粗 粒 砂 岩	2,000	60	0
22.6	頁岩(炭質物入)	1,000	100	0.6
23.6	砂 質 頁 岩	2,000	110	1.6
24.7	細 れ き 岩	8,000	60	2.7
25.3	頁 岩	1,500	80	3.3
26.1	細 れ き 岩	8,000	20	4.1
26.3	粗 粒 砂 岩	4,000	100	4.3
27.3	細 れ き 岩	8,000	250	5.3
29.8	頁 岩	1,500	20	7.8
30.0	粗 粒 砂 岩	4,000	130	8.0
31.3	砂 質 頁 岩	2,000	100	9.3
32.3	頁 岩	1,500	60	10.3
32.9	頁岩(炭質物入)	1,000	40	10.9
33.3	頁 岩	1,500	10	11.3
33.4	軟 質 頁 岩	1,000	30	11.4
33.7	細 粒 砂 岩	4,000	60	11.7
34.3	砂 岩	4,000	50	12.3
34.8	頁 岩	1,500	40	12.8
35.2	粗 粒 砂 岩	8,000	90	13.2
36.1	細 れ き 岩	15,000	70	14.1
36.8	細 粒 砂 岩	8,000	120	14.8
38.0	頁 岩	3,000	80	16.0
38.8	頁岩(炭質物入)	1,500	50	16.8
39.3	硬質頁岩(炭質物入)	1,500	150	17.3
40.8	頁 岩	3,000	770	18.8
48.5	砂 質 頁 岩	4,000	300	26.5
51.5	細 粒 砂 岩	8,000	150	29.5
53.0	中 れ き 岩	15,000	280	31.0
55.8	粗 粒 砂 岩	8,000	170	33.8
57.5	中 れ き 岩	15,000	250	35.5
60.0	頁 岩	3,000	1000	38.0
70.0	砂 岩	8,000	1000	48.0
80.0	頁 岩	3,000	1000	58.0
90.0				68.0

3) 実測の概要

吊橋のケーブルをアンカーする橋台は、上述のような変形係数を持つ、第3紀の岩盤に載っているが、吊橋自重による水平力で8,400tの力が、基礎底面上40mの高さに作用する。したがって、橋台全体が回転変形することが当然予想され、比較的軟い岩に載っている若松側橋台について、その沈下量を実測した。

(2) 実測方法

ケーソンの底づめコンクリートを施工した直後、ケー

ソン天端に8箇所ベンチマークを設け、橋台く体完成後第2回の測定を行ない、計算値との比較を実施した。

なお死荷重満載の条件で、橋台の前面への傾斜、したがって前面における沈下、後面における浮き上がりを実測する予定であったが、橋台周辺の整備工事の際基準のベンチマークが移動し、測定値を得ることができなかった。

(3) 測定結果と結果の解析

測定結果を図-7.29に示す

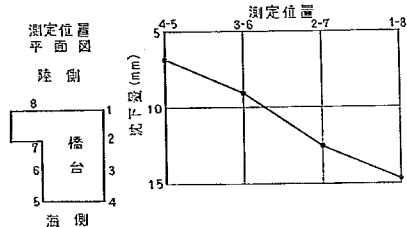


図-7.29 沈下量の測定結果

この測定結果から回転角 θ を求める。測点 (1.8) と測点 (4.5) の水平距離は 40m あるから

$$\theta = \frac{8 \text{ mm}}{40,000 \text{ mm}} = 2 \times 10^{-4} \text{ (ラジアン)}$$

表-7.16 の地層構成を単一層と置き換えた場合の変形係数を求めると、 $E=2,940 \text{ kg/cm}^2$

一方アンカブロックを打設することによって、加えられる作用モーメントは $M=198,000 \text{ t-m}$

ケーソンの寸法は $34 \text{ m} \times 15 \text{ m}$ であり、この載荷面積について K_V を求め、回転バネ定数 K_R から θ を求めてみる。

有効載荷幅 B は

$$B = \sqrt{34 \text{ m} \times 15 \text{ m}} = 22.6 \text{ m}$$

$$K_V = \frac{2,940 \text{ kg/cm}^2}{30 \text{ cm}} \times \left(\frac{2260 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} \right)^{-3/4}$$

$$= 93 \text{ kg/cm}^2 \times 1/25.6 = 3.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_R = K_V \cdot I = 3.63 \text{ kg/cm}^2 \times 178,100 \text{ m}^4$$

$$= 682 \times 10^6 \text{ t-m}$$

$$\therefore \theta = \frac{M}{K_R} = \frac{198,000 \text{ t-m}}{682 \times 10^6 \text{ t-m}}$$

$$= 2.9 \times 10^{-4} \text{ (ラジアン)}$$

これに対して、有効載荷幅として $B = \sqrt{34 \text{ m} \times 40 \text{ m}} = 36.8 \text{ m}$ を採用すると、

$$K_V = \frac{2,940 \text{ kg/cm}^2}{30 \text{ cm}} \times \left(\frac{3680 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} \right)^{-3/4}$$

$$= 93 \text{ kg/cm}^2 \times 1/36.8 = 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_R = 2.66 \text{ kg/cm}^3 \times \frac{34 \text{ m}}{12} \cdot 40 \text{ m}^3 = 2,650 \text{ t/m}^3$$

$$\times 181,000 \text{ m}^4 = 482 \times 10^5 \text{ t-m}$$

$$\therefore \theta = \frac{M}{K_R} = \frac{198,000 \text{ t-m}}{482 \times 10^5 \text{ t-m}}$$

$$= 4.1 \times 10^{-4} \text{ (ラジアン)}$$

次に鉛直方向の沈下について求めてみる。実測値は平均沈下量で

$$\delta_V = 11 \text{ mm}$$

これに対し、図-7.30 の底面反力分布の推移からみると増加荷重は、 $\Delta p = 36.3 \text{ t/m}^2$

したがって、沈下量は $K_V = 2.66 \text{ kg/cm}^3$ を用いると、

$$\delta_V = \frac{\Delta p}{K_V} = \frac{3.63 \text{ kg/cm}^2}{2.66 \text{ kg/cm}^3} = 13 \text{ mm}$$

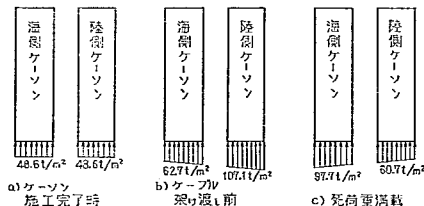


図-7.30 底面反力分布図

(4) 考察

以上の計算は、第4章に定めた手法によるものであるが、以下一表にまとめると、表-7.17 を得る。

表-7.17 計算結果

	実 測 値	34m×15mのケーソンを基準に K_V を求めたとき	34m×40mのケーソンを基準に K_V を求めたとき
回転角	2×10^{-4} ラジアン	2.9×10^{-4} ラジアン	4.1×10^{-4} ラジアン
沈下量	11 mm	9.5 mm	13 mm

この結果から次のことが言えよう。

- 1) 回転変形は、 $40 \text{ t/m}^2 \sim 50 \text{ t/m}^2$ の荷重が加えられたあとに生じているので、基礎底面付近の岩盤の乱れによる残留変形に相当するものは除去されており、弾性的な線形の領域での挙動と考えてよい。
- 2) その前提に立つとき、回転角の推定値が実測値の約2倍になっておることは、この地盤の変形係数をコアから求めた変形係数の約2倍に見込んでよいことを示唆している。
- 3) 一方沈下量は2) の仮定で修正すると1/2 になり6.5 mm となる。したがって、11 mm との差4 mm ~ 5 mm は1) で指摘した残留変形分と考えるのが至

当であろう。

8. ケーソン基礎の水平抵抗の推定

—設計への結びつき—

〔1〕 序

すでに述べてきた一連の実験研究によって、地盤の変形特性の定量化の手法と、それを用いてのケーソンの水平抵抗の推定と、実例による2, 3の裏づけを得た。

これらの結果を用いて、以下、地盤の変形を線形領域でとらえての、水平抵抗の推定方法を提案する。

この提案は、ケーソンの回転ならびに水平変位に対する推定を内容とするものであり、基礎の耐力を変位の面から、規定しようとする基本的な考えに結びつくものである。

〔2〕 推定の手順

(1) 地盤調査

ケーソン基礎の周辺の地盤構成と、その工学的性質を知るために、試料採取・室内試験と、現位置試験を主とした調査を行なう。(3)における評価のために必要な変形特性のはばは次の手段を用いる。

表-8.1 変形係数測定法および等値換算係数 α

	下記の試験方法による変形係数 $E_0 (\text{kg/cm}^2)$	等値換算係数 α
1	直径30 cm の剛体円板の平板載荷試験から求めた変形係数	1
2	ボーリング孔内載荷試験法から求めた変形係数	4
3	供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
4	標準貫入試験の N 値から28 N として推定した変形係数	1

(2) 地盤のモデル化

地盤の地層構成は、ボーリング柱状図によって、一般に示されるが、柱状図に変形係数の分布を記入し、変形係数の分布を前提に、その地盤を数層に分割し、図-8.1

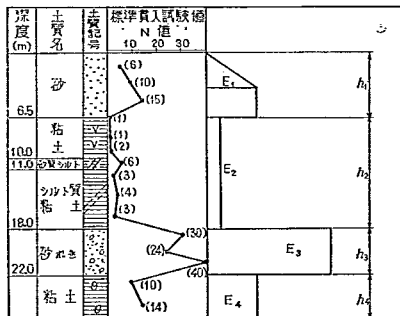


図-8.1 地盤のモデル化

に示す程度にモデル化する。モデル化の例については第7章野外実験ならびに実測を参照するとよい。

(3) K 値の推定

1) 鉛直方向地盤反力係数 (鉛直パネ)

(1) 砂質土

鉛直パネを考える面より下の地盤が砂質土から成り立ち、深さ方向に密度が増大すると予想される場合に、その下層についての変形係数調査を行なっていないときには次式によって割り増し分を推定してもよい。

$$E_V = E_0 \frac{30(30+B)^2}{B \cdot 60} \quad (8.1)$$

ここに E_0 : 表-8.1 から求めた変形係数 (kg/cm^2)

B : 基礎の載荷幅 (cm), 載荷面積を $A \text{ cm}^2$ とするとき $B = \sqrt{A}$ で表示される。

E_V : 密度増加を考慮した場合の変形係数 (kg/cm^2)

したがって、径 30 cm の剛体円形載荷板による鉛直パネ K_{V0} は

$$K_{V0} = \alpha \cdot \frac{E_V}{30} \quad (\text{kg}/\text{cm}^3) \quad (8.2)$$

載荷幅が、30 cm から $B \text{ cm}$ に増大することによって、 K 値は低減され、求める K 値は、

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B}{30} \right)^{-3/4} \quad (8.3)$$

(2) 粘性土

一様な変形係数 E_0 が、応力の影響範囲まで続いていると見なせる場合には、 E_V として E_0 を用い、以下式(8.2) および (8.3) を用いて鉛直パネを求める。

(3) 多層地盤

ケーソンの底面位置すなわち、鉛直パネを求める位置より下の地盤の変形係数の分布がわかっているときには次の操作により、一様な換算地盤係数を求めて、(2)の粘性土の処理に従う

図-8.2 の地盤構成の場合に E_0 を求める。

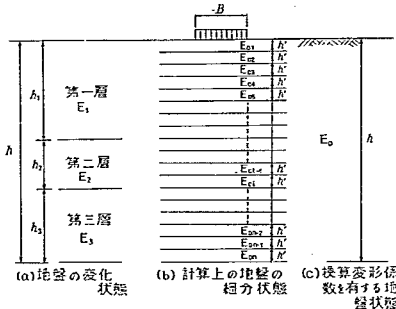


図-8.2 多層地盤の模式図

$$E_0 = \frac{\beta_2}{\beta_1} \quad (8.4)$$

$$\beta_1 = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}}$$

$$\times \left[\frac{1}{\{B+2(i-1)h'\tan\theta\}\{L+2(i-1)h'\tan\theta\}} + \frac{1}{\{B+2ih'\tan\theta\}\{L+2ih'\tan\theta\}} \right]$$

$$\beta_2 = \sum_{i=1}^n$$

$$\times \left[\frac{1}{\{B+2(i-1)h'\tan\theta\}\{L+2(i-1)h'\tan\theta\}} + \frac{1}{\{B+2ih'\tan\theta\}\{L+2ih'\tan\theta\}} \right]$$

ここに E_0 : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kg/cm^2)

B : 基礎の幅 (m)

L : 基礎の奥行き (m)

h : 影響を調べなければならない深さで、基礎幅 B の3倍以上とする (m)

h' : 細分する層の厚さで、 B の 1/10 以下とする (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kg/cm^2)

θ : 荷重の分布幅

式 (8.4) によって E_0 が求まれば、以下の計算は粘性土に準じて行なう。

2) 水平方向地盤反力係数 (水平パネ)

図-8.1 において、 h_1, h_2, h_3 と示されるような水平抵抗層ごとに、次式によって、求める。

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} = 12.8 \cdot K_{H0} \cdot B_H^{-3/4} \quad (8.5)$$

ここに K_H : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^3)

K_{H0} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験から求めた K 値に相当し、ケーソンの側面の分担分を 20% 考慮して次式で表わされる。

$$K_{H0} = \frac{1.2}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 = 0.04 \cdot \alpha \cdot E_0$$

E_0 は表-8.1 で求めたもの。

B_H : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式から求める。

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{D \cdot h_i}$$

D は載荷面の水平方向の幅 (cm), h_i はパネを考える地層の厚さ (cm)

以上の推定において、側面の分担分 20% は第6章の実験結果から考えて、小さ過ぎるようにも見えるが、第7章において、20% として、実験値として比較した結

果が、実用上許容できる範囲にあると考えられたので、載荷試験の結果が、その実施例において、やや不足の現れを20%分担と、割り切ることにした。

3) 水平方向のせん断係数

$$K_S = \lambda \cdot K_V \dots \dots \dots (8.6)$$

式(8.6)の形で表わせることについてはすでに4.[5]に説明した。ここで、鉛直バネ K_V とせん断バネ K_S との比 λ の値が問題になる。

4.[5]の実験結果にあるように完全なせん断領域が形成されるときにはその値は0.5に近い。

しかし、せん断変形についての実験資料が乏しいこと、また第7章の解析結果によれば、通常のケーソン寸法においては、根入れ部分の分担が大きいため、 λ の値として、小さな1/3~1/4の値を採用することとする。

(4) 荷重-変位曲線

以上のような手順によってバネが定まれば、第5章に示したつり合い式に必要な数値を代入し荷重(ケーソン頂部に作用する鉛直力、水平力、モーメント)によるケーソン頂部の水平変位を計算する。

このようにして求めた荷重-変位曲線を図-8.3に示す。

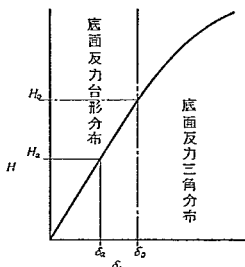


図-8.3 荷重-変位曲線

図-8.3において、 d_0 、 H_0 は底面の反力分布が台形分布から三角形分布に移行する境界値を示している。このような荷重変位曲線は、鉛直荷重 V が一定でモーメント M が $M=H \cdot h$ (h は水平力の作用高さ)で与えられるとき、1つの形として定まり、ケーソン基礎がその機能上、ケーソン頂部の許容水平変位 d_0 の範囲で設計されるとすれば、ケーソン基礎が分担できる水平力は H_0 となる。

[3] ケーソン基礎設計への足掛かり

以上のような一連の計算作業は、現行の設計法すなわち、ケーソン基礎の寸法を定める作業が、表-1.1に示したものを通じて、ケーソン前面における地盤の受働土圧を基準に考え、前面の最大反力がその点の受働土圧強度を越えてはならないとすることに対し、全く対立するも

のである。

くい基礎の設計において、経験的に見いだされた許容変位量と全く同じ性質のものが、ケーソン基礎においても、次章に述べる載荷試験の多数例の実施により求められれば、変位との関係において、ケーソン基礎の耐力が規定されることになるだろう。

9. ケーソン基礎の水平載荷試験方法の提案³¹⁾

[1] 提案の趣旨

くい基礎の挙動については、鉛直載荷試験、水平載荷試験、引き抜き試験などが全国的な規模で行なわれることにより次第に明らかになってきた。これらの現位置における試験は、室内試験ではは握することのできない種々の問題点を提起している。

本論文において、ケーソン基礎の挙動を、地盤調査結果と直結させ、その静的水平抵抗の推定について、1つの手法を示したが、現位置における試験結果は、第7章に説明した事例にすぎない。

このほかにも古くは白石俊多博士の日本国有鉄道における実験のほか、いくつかの事例があるが、その数はきわめて少ない。

ケーソン基礎の水平抵抗を明らかにするためには、すでに紹介した関戸橋での実験に匹敵するものが、数多く行なわれ、豊富な資料提供が是非とも必要である。

以上の趣旨から関戸橋における実験の経験から、載荷試験方法を提案することとした。

[2] ケーソンの水平載荷試験法(案)

(1) 適用範囲

- 1) この載荷試験はケーソン基礎に水平荷重を加え、荷重-変位曲線を求める作業に適用する。
- 2) この試験法は実構造物を対象に実施する試験に適用する。したがって、載荷荷重は、責任技術者の定めるところに従い、降伏耐力以下とする。

(2) 試験装置

1) アンカー

アンカーは試験ケーソンと同等以上の水平抵抗力を持つものでなければならない。したがって、一般には隣接するケーソンを用いる。

橋軸方向に試験を行なうときには、相隣るケーソンを、橋軸直角方向に試験を行なうときには、併設橋の橋脚を利用する。

2) 載荷装置

試験ケーソンとアンカーケーソンとの間の距離が長いときには引張試験を計画し、短いときには、油圧ジャッキを用いて、水平加力試験を計画するとよい。

i) 引張試験には、PC鋼線、ジャッキ、定着金物

の組み合わせによるプレストレス導入方式を応用するものと、チェーンブロック、ワイヤ・ロープ、ウィンチの組み合わせによるウィンチ利用方式がある。

- ii) 水平加力試験は、載荷ガーダーと油圧ジャッキの組み合わせにより、くの水平載荷試験と同様な要領によって実施する。
 - iii) 載荷容量の決定に当たっては、ケーソン基礎の設計耐力が基準になるが、一般に設計時の鉛直荷重が加えられてない条件で、水平載荷が行なわれることが多いので、ケーソンのみならず橋脚本体の応力度についても十分検討する必要がある。
 - iv) 載荷重は油圧計の読みによるが、一般に油圧計の精度は最大容量の5%であるから、荷重段階に応じて、油圧計の容量を変更する配慮が望ましい。
- 3) 変位計
- i) 変位計には、固定点をケーソン基礎から離してとることのできる田辺式撓度計（以下撓度計という）を用いるのを原則とする。
 - ii) 撓度計の取り付け位置は試験ケーソンの外縁より少なくともその最大幅以上離すものとする。
 - iii) 測点と撓度計の間に張り渡す焼青銅線は、十分な張力で張り、試験条件に合わせて、あらかじめ、変位を直読できるダイヤルゲージの読みとの間で検定しておかねばならない。
 - iv) 撓度計の倍率は少なくとも5倍以上のもので、2台以上の台数で測定し、測定誤差の入りこみを極力防ぐものとする。
 - v) 焼青銅線に風があたることを防ぐと同時に、作業中誤って触れることがないように、目印のため、軽い布類を取り付けるものとする。
- 4) 定着金物の取り付け
- 試験ケーソンおよびアンカーの定着金物は試験中に有害な変形を生じないように十分補強され、確実に施工されなければならない。また載荷作業に支障を与えない構造でなければならない。
- (3) 試験
- 試験は次の順序で行なう。
- 1) 載荷装置を取り付け、ジャッキなどを所定の位置に設置する。
 - 2) 撓度計を計画位置に設置し、測点との間を焼青銅線で結ぶ。
 - 3) 試験に計画している最大荷重の約1/10の荷重を加え、さらに荷重を取り除いて、撓度計の読みをとり、変位測定の原点とする。
 - 4) 計画している最大荷重の約1/10の荷重を加え、

0, 1, 2, 4, 8, 12, 16, 20 分ごとに変位を読みとり、時間—変位量の関係をグラフに描く。変位の速度が4分間に変わらないことを撓度計の記録の上で確かめてから、次の荷重段階に進む。

以後、処女荷重においては、最大荷重の1/10きざみで荷重を加え、順次同じ作業を行なう。

なお、最大荷重までの中間において少なくとも1回以上繰り返し載荷を行なう。この場合処女荷重以下においては処女載荷で採用した1/10きざみの荷重段階を2段階とびにしてもよい。

(4) 結果の整理

- 1) 試験結果は、荷重—変位曲線、荷重—時間曲線、変位量—時間曲線で表示する。

(5) 報告

- 1) 報告には次の事項を記載する。

i) 一般事項

- a) 工事名、工事場所、企業者、施工者
- b) 試験者、試験期日、試験目的

ii) 試験ケーソンの諸元

iii) 位置および地盤条件

- a) 位置図、ボーリング位置、ケーソン位置
- b) 試験地の地形
- c) 地盤状況

土質柱状図（ケーソンの掘入れ記入）

土性図（力学試験、現位置試験を含む）

d) ケーソンの施工管理状況

工法、沈下図、工期、その他

e) 載荷試験の方法

- 1) 載荷装置図
- 2) 撓度計配置図（計器の位置、測点の位置）
- 3) 荷重段階、荷重速度

f) 載荷試験結果

g) 結果の考察

10. 結 論

ケーソン基礎の静的水平抵抗についてのこれまでの研究が、すべて地盤に対する概念的評価をもとに組み立てられていることに対し、本論文では地盤調査法と直結させて、地盤のバネ評価を試み、個々のバネについての評価から、ケーソン基礎の抵抗へと発展させ、室内実験と野外における数例の実測結果から、新しく水平挙動の推定についての提案を行なうことができた。

以下項目ごとに説明を加える。

- 1) 変形係数を求める 標準載荷試験方法として径30 cm の剛体円板を用いた平板載荷試験を採用し、荷重強度と変形量の比を K 値と規定するとき変形係数を次式で定義した。

$$E_0 = 30 \cdot K$$

この載荷試験は、鉛直、水平方向ともに同等に有用であり、一般に地盤調査の際に利用できる変形試験法との相関を明らかにした。

すなわち、ボーリング孔内変形試験から求めた変形係数 E_P との間には $E_0 \approx 4E_P$ が成り立つことが明らかにされた。

2) 標準貫入試験の N 値は、一般にせん断特性を示すものとして用いられてきたが、ボーリング孔内変形試験から求めた変形係数 E_P との間に次の関係があることが明らかになった。

$$E_P \approx 7N (\text{kg/cm}^2)$$

3) 地盤反力係数すなわち K 値は均一な地盤の場合でも載荷板の大きさの影響を受けることを一般に指摘されてきたが、載荷板の寸法を変えて、砂質土および粘性土を対象に行なった実験結果から次の関係が見いだされた。

$$K = K_0 \left(\frac{B}{30} \right)^{-3/4} = \frac{E_0}{30} \cdot \left(\frac{B}{30} \right)^{-3/4}$$

ここに K_0 : 径 30 cm の剛体円形載荷試験から求めた K 値 (kg/cm^3)

B : 基礎の載荷寸法で載荷面積の平方根で定義される (cm)

4) 深さとともに密度が増加する砂質土においては、深さとともに変形係数が増大するが、Terzaghi の経験公式が実用上十分の精度で使用できることを、野外実験および室内実験によって確かめた。

すなわち、

$$E_V = E_0 \cdot \frac{30}{B} \cdot \left(\frac{30+B}{60} \right)^3$$

ここに E_V : 密度増加を考慮した場合の変形係数 (kg/cm^3)

5) せん断パネ K_S と鉛直パネ K_V の間に比例関係が成り立つことを明らかにし、拘束を受けない半無限面の表面にせん断力が働く状態においては、おおむね

$$K_S \approx 0.5 K_V$$

が成り立つことを明らかにした。

6) 回転パネ K_R は、線形領域において一般に次式で示される。

$$K_R = K_V \cdot I$$

K_V : 地盤の鉛直パネ (kg/cm^3)

I : 載荷面の断面 2 次モーメント (cm^4)

この式に採用する K_V を求める際の有効載荷幅が問題になるが、砂質土および粘性土を対象とした模型実験から、すでに定義した載荷幅 B を基準に求めて、実用上差しつかえないことを明らかにした。

7) 底面パネを一定としたケーソン模型を用いて、一

連の室内試験を行ない、ケーソン側面でのせん断拘束量の定量化をはかり、ほぼ地盤のせん断パネに等しい拘束が働くことを明らかにした。

なおこの影響については、ケーソン前面の抵抗パネを 20% 割り増すことを、提案し、せん断パネを 100% 見こむためには、載荷試験等の資料が不足であることを指摘した。

8) 関戸橋をはじめとする数例の実橋実験から、新たに提案したケーソンの変位の計算式の妥当性を検証した。

9) 以上の一連の裏付けの上に、ケーソン基礎の水平変位の計算式を誘導し、水平抵抗推定の手法を示した。

10) すでに述べたようにくい基礎に比べて、ケーソン基礎の載荷試験結果はきわめて例が少なく、載荷試験方法も定まってない。筆者は、関戸橋での試験結果をもとに、実用可能な載荷試験方法を新たに提案した。

11) 以上の一連の研究から、ケーソン基礎の水平変位の計算方法を提案することができ、変位を基準としたケーソン基礎の水平抵抗推定の道を開いた。

11. あとがき

本論文に展開した内容には、時間の影響を全く考慮していない。

一般に橋梁の橋台のように偏圧を長時間受ける構造物の基礎にあっては、地盤の持つ変形への時間効果は無視できない。特に粘性土において、その特性は著しいが、ここでは取り扱っていない。当然将来の問題として残されるものである。

同じような意味で、地震時の挙動が当然問題になるがここでは、静的な線形領域に限定した。別に、実橋ないし、模型ブロックを用いての加振実験などから、この問題に対するアプローチを試みているが、まだまとめるまでの段階に至っていない。残された問題の 1 つである。

またこの論文をまとめるにあたって、我々が地盤の、あるいは土質材料のせん断変形特性についていかに無知であるかを反省させられたが、一面せん断試験機に示されるような、拘束条件下でのせん断でなく、自由面を持った土質材料について、せん断変形を追跡できるような試験機を開発し、その勉強が急務であることを痛感した。

変形の問題を取り扱うとき、せん断変形は残された大きな分野と言えよう。

最後に、くい基礎において、くいの載荷試験に代表される多くの現場技術者の努力が、今日のくい基礎の設計体系の背骨になっていることを想起し、ケーソン基礎においても、現場技術者の変形追跡への努力が、未知の分野を一步一步明らかにして行く原動力になることを記し

て、あとがきとする。

謝 辞

本研究は道路橋下部構造設計針・ケーン基礎の設計篇を定めるに当たっての基礎資料とし、また本州四国連絡架橋調査の調査研究として進めたもので、研究を進めるに当たり、建設省本州四国連絡道路調査事務所をはじめとする関係諸機関にお世話になった。

研究計画については、土木研究所長福岡正巳博士、構造橋梁部長多田安夫氏の御指導を得た。

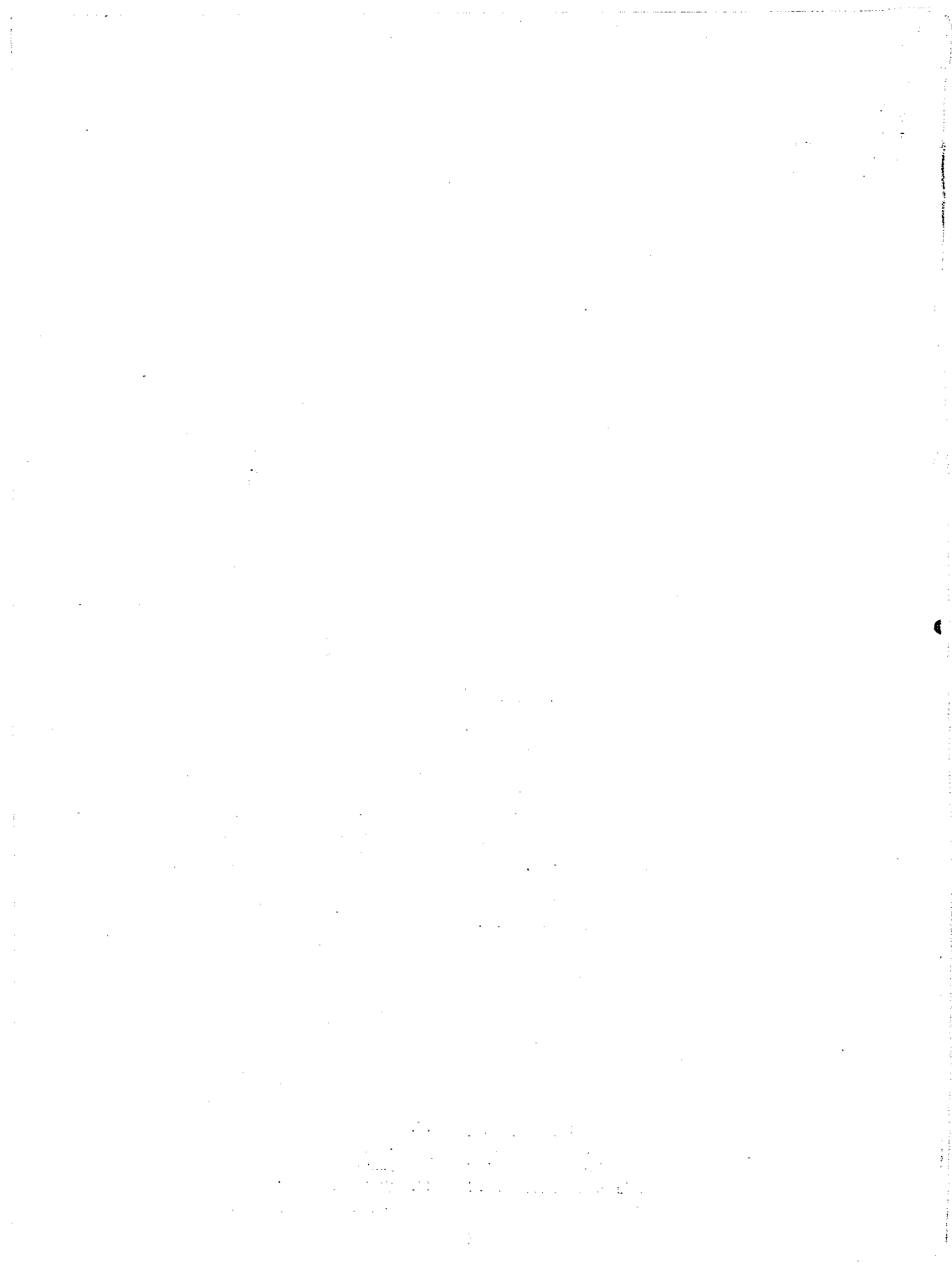
研究の実施に当たって、元基礎研究室主任研究員駒田敬一氏（現近畿地建）、同研究員吉中竜之進氏（現埼玉大学）の協力に負うところは大きく、また研究室所属の職員諸氏には、実験作業の大部分を分担していただいた。

最後になるが、この研究において重要な意味をもつ関戸橋の実験においては、東京都建設局の鈴木俊男主幹はじめ青木重男氏など多数の方の御援助、御協力をいただいた。

以上の多数の方々の指導、協力によって、この研究をまとめたことに対し、ここに深く感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- Dallas I. Downs, Robert Chieurrzi "Transmission Tower Foundation", Proc. A. S. C. E. PO2 April 1966.
- Zvi Getzler "Contribution to the Analysis of Restraint in Soil" Proc. A. S. C. E. SM2 March 1968.
- Czerniak E "Resistance to Overturning of Single Short Piles" Proc. A. S. C. E. ST. March 1957.
- Broms B. B. "Design of Laterally Loaded Piles", Proc. A. S. C. E. SM3 May 1965.
- 物部長徳「土木耐震学」理工図書、昭和27年6月
- 酒井信男「橋梁用特殊型井筒基礎工の水平力に対する安定について」土木学会誌 Vol. 25 No. 6 昭和14年6月
- 池原武一郎・横山章「水平力をうけた井筒の安定計算について」土木学会誌 Vol. 38 No. 12 昭和28年12月
- 後藤尚男「橋脚井筒の側面水平摩擦力と底面上向反力を考慮した場合の耐震静的計算法」土木学会誌 Vol. 44 No. 2 昭和31年2月
- 白石俊多「井筒およびニューマチックケーン」土と基礎の設計法 土質工学会 昭和36年4月
- 吉田巖、吉中竜之進「土丹および第3紀軟岩の調査および設計への結びつき」第2回岩の力学国内シンポジウム 昭和42年11月
- 福岡正巳、宇都一馬「ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向K値測定」土と基礎特輯号 No. 1 昭和34年8月
- 吉田巖、吉中竜之進「ボーリング孔内横方向載荷試験方法—3室型試験器と1室型試験器の比較試験について—」土木技術資料 9—6 昭和42年6月
- 吉田巖「くいの設計に用いる横方向地盤係数K値について」(1), (2) 土木技術資料 5—11 昭和38年11月および6—11 昭和39年11月
- 吉中竜之進「地盤反力係数とその載荷幅による補正」土木研究所資料 第299号 昭和42年7月
- Fredrik Vogt "Über die Berechnung der Fundament Deformation" Det Norske Videnskaps Akademi, Oslo, I Math-Naturv Klasse 1925 No. 2
- U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation "Treatise on Dams Design Supplement No. 2"
- 吉田巖、吉中竜之進「明石層および神戸層の工学的性質について」土木研究所報告第129号 建設省土木研究所 昭和41年10月
- Terzaghi-Peck "Soil Mechanics in Engineering practice" 1948 p.422.
- D.M. Burmister "Prototype Load Bearing Test for Foundation of Structure and Pavements" Symposium on Field Testing of Soil, Special Technical Publication, No. 332 A.S.T.M. 1962.
- Niebuhr "Beitrag zur Auswertung von Baugrund Druckprüfungen in Körnigen Böden" Bautechnik, Jahrgang 17, Heft 21, 1939.
- 建設省土木研究所「昭和40年度本州四国連絡架橋事業調査費報告書」
- 吉田巖ほか「新潟地震調査報告第5篇橋梁関係の被害」土木研究所報告第125号 昭和40年6月 p. 234
- 吉田巖、足立義雄「ケーン基礎の安定計算法」土木技術資料 10—4 昭和43年4月
- Y. L. Chang "Discussion on Lateral Pile-Loading Tests" by Feagin, Trans. A.S.C.E. 1937.
- Zusse Levinton "Elastic Foundation Analyzed by the Method of Resultant Reactions", Proc. A.S.C.E. Vol. 73, 1937, p. 1529
- 佐藤昭「杭の横方向挙動の計算」日本道路公団試験所報告 昭和39年度
- 吉田巖、吉岡繁「ケーン基礎における周面拘束効果の1実験」第9回日本道路会議一般論文集 458, 昭和44年10月
- 吉田巖、吉中竜之進「長大吊橋基礎岩盤調査の1例（関門吊橋の場合）」第5回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要 土木学会 昭和44年2月
- 土木研究所基礎研究室「木曾川橋脚振動実験」土木研究所資料 第179号 昭和41年4月
- 日本道路公団若戸橋工事事務所「若戸橋下部工事の主要点と施工上の問題点」土木学会誌 47—6, June-1962
- 吉田 巖、足立義雄「ケーン基礎の水平載荷試験方法」土木技術資料 11—3 昭和44年3月



橋梁の耐震設計に関する研究 (Ⅲ)

——橋梁の振動減衰に関する実測結果——

(昭和 45 年 5 月)

栗 林 栄 一*
岩 崎 敏 男**

Earthquake Resistant Design of Bridges (Ⅲ)

—— Experimental Studies on Vibrational Damping of Bridges ——

(May 1970)

by Eiichi Kuribayashi

Toshio Iwasaki

Synopsis :

This paper discusses statistically vibrational damping effects of highway bridges on the basis of results of field tests on actual highway bridge structures.

At first the result of the tests on fifty four cases carried out during this decade is described, and consequently the vibrational characteristics, especially the relation between natural periods and damping constants of bridge structures are presented.

Key words (highway bridge, vibration, damping)

要 旨

本報告は実橋における既往の振動試験の結果から道路橋の振動性状を統計的に求めたものである。

まず、過去約10年間にわたって実施された道路橋の54の振動試験結果の概要を示し、次いで橋梁構造の振動性状、特に固有周期と減衰定数の関係を統計的に求めたものである。

キーワード (道路橋, 振動, 減衰)

目 次

1. まえがき.....(2)	4. 結論.....(10)
2. 実橋における振動試験の結果.....(2)	5. あとがき.....(10)
3. 減衰定数を解析整理した結果の考察.....(9)	付表——個々の振動試験結果——.....(13)

* 構造橋梁部 振動研究室長

** 構造橋梁部 振動研究室 研究員

1. まえがき

構造物の地震時における動的な挙動を理論計算によって説明することは一般に地震応答解析という。この解析を行なうために構造物を理想化する場合、減衰性が重要な因子の一つになる。

橋梁構造の減衰は、材料の不完全な弾性に基づく履歴減衰、部材間の接合部におけるスリップ等起因するとされるいわゆる構造減衰、および基礎を通じて地盤中へ波動が伝ばする現象によって生ずる地下逸散減衰などが主要なものと考えられる。

しかしながら実際の橋梁において、これらの各種の減衰を評価するとき、現状では一部の理想の場合を除いて理論的に減衰を算定していくことは困難であるとされている。

したがって現実的な方法として、実物に対する減衰定数の測定結果から、設計の対象とする構造物の減衰を類推しているのが現状である。

この場合、減衰を粘性減衰の形でとりまとめ、減衰力は構造物の速度に比例するものとして減衰定数を決めている。

振動している構造物が1サイクルの間に失う諸種の減衰効果に基づくエネルギー損失の合計と、仮定する粘性減衰のエネルギー損失とが等しくなるように粘性減衰の定数を定める。このようにして得た減衰定数は、実用上地震応答の計算に利用することができる。

2. 実橋における振動試験の結果

土木研究所において解析整理されてきた道路橋に関する振動試験の一覧を表-1に示す。本表に示すごとくすでに83ケースにもよる試験が実施されている。この中には土木研究所の企画のもとに実施されたもののほか、地方建設局、都道府県、公団、大学などの諸機関が実施し、土木研究所が協力または指導した場合も多数含まれている。

表-2はこれらの橋梁のうち、試験結果が比較的確に報告されている54ケースについて減衰定数、固有周期および主要な振動モードを掲載したものである。本表に示した個々の橋梁の試験結果については、本報告の巻末に付表として示している。(表-2の最右欄に分類番号、付表番号を示している。)

次に図-1は表-2から有意な42ケース(56データ)について、固有周期 T (sec) と減衰定数 h (粘性減衰の臨界減衰に対する比) の関係を図示したものである。この図では一般橋 (Aグループ) と高橋脚橋 (Bグループ: 橋脚高さ25m以上) の大分類のほか、基礎の種類および施工段階による小分類がなされている。Aグループ

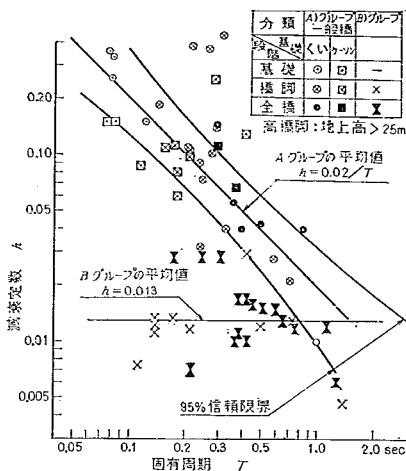


図-1 橋梁の固有周期と減衰定数の関係

は一般橋の基本固有周期とそれに対応する減衰定数を示し、大部分が橋軸方向のもので一部橋軸直角方向も含まれている。図中の右下がり45°の直線はAグループについて最小2乗法から得た実験式で

$$h = 0.02/T \dots \dots \dots (1)$$

なる関係があることがわかる。

参考のために建築物に関する $T-h$ の関係を図-2⁴⁾ および図-3⁵⁾ に示す。これらの図から建築物に対しても(1)式とほぼ同様の関係が得られていることがわかる。

次に図-4は、図-1の中からBグループだけを取り出して再整理したものである。ここでは高い橋脚からなる橋梁が対象となっているため、最低次の固有振動の場合の数値のみならず、高次の場合の数値も得られている。表中では同一のケースに対する数値は直線で結んで、各次数を明示している。Aグループでは(1)式のごとく、 h は T に逆比例したが、ここでは各橋梁および各次数に対しておおむね h は一定値を保ち、平均値は0.013、資料の数値は0.005~0.03の間にある。

また、上部構造の鉛直振動に関して参考文献(5)からみた上部構造の減衰定数は、上記の高い橋脚からなる橋梁の場合とはほぼ同様に、次数や固有周期に関係なく、ほぼ一定である。

以上の各場合においてみられるように減衰定数の値にはかなり大きな幅がある。この幅は、減衰定数の値が構造物の別、材料の種類、地盤の別、接合の方法、施工法、荷重や変位の大きさ等によって支配されることを意

表-1 振動試験実施橋梁一覧表

橋梁番号	橋梁名	実施年月	試験対象	基礎形式	加振方法	加振方向	試験番号	土質名	実施機関名 (橋梁管轄)	試験報告書名	備考
01	吉田大橋	33. 6	3号ケーソン	ケーソン	小型起振機	Lg	I	砂質粘土	土研 (中部地建)	吉田大橋の設計および試験 S. 33. 3 土木研究所	
		33. 12	3号橋脚*	ケーソン	小型起振機	Lg	II	砂質粘土	土研 (中部地建)		
		34. 10	上下部*	ケーソン・くい	起振機	Lg	III	砂質粘土	土研 (中部地建)		
02	駿河大橋	35. 8	11号橋脚*	ニューマチックケーソン	大型起振機	Lg	I	玉石混砂れき	土研 (中部地建)	駿河大橋橋脚振動試験報告書 S. 36. 3 土木研究所	
		35. 8	12号橋脚	ニューマチックケーソン	大型起振機	Lg	II	玉石混砂れき	土研 (中部地建)		
03	浜松町高梁橋	35. 3	3号橋脚*	ベントぐい	大型起振機	Lg	I	砂質粘土	土研 (首都高速)	高梁橋橋脚振動試験報告書 S. 36. 3 土木研究所	上部架設済み
04	汐留高梁橋	35. 3	P ₃ RC橋脚*	RCぐい	大型起振機	Lg	I	シルト	土研 (首都高速)		
		35. 3	P ₂ 鋼橋脚*	RCぐい	大型起振機	Lg	II	シルト	土研 (首都高速)		
05	倉敷川橋	35. 10	2号橋脚*	ベントぐい	大型起振機	Lg	I	シルト質粘土	土研 (中国地建)	倉敷川橋橋脚振動試験報告書 S. 36. 3 土木研究所	
06	筏川橋	36. 7	2号橋脚*	鋼管ぐい	12.5 t 型起振機	Lg	I	シルト質粘土	土研 (中部地建)	筏川橋振動試験報告書 S. 38. 3 土木研究所	
		37. 5	橋梁全体*	鋼管ぐい	136 t 型起振機	Lg	II	シルト質粘土	土研 (中部地建)		
07	安治川橋	36. 8	上下線橋脚の連結	ケーソン2基	大型起振機	Lg	I	砂質シルト	土研 (近畿地建)	安治川橋橋脚振動試験 (第一報) S. 37. 3 土木研究所	
		36. 8	P ₁ 浜橋脚*	ケーソン	中型起振機	Lg	II	砂質シルト	土研 (近畿地建)		
08	庄内新川橋	37. 1	橋脚P ₁₀ *	群ぐい	40 t 型起振機	Lg	I	砂質シルト	土研 (中部地建)	床内新川橋振動試験報告書、資料 S. 38. 3 土木研究所	
09	琵琶湖大橋	38. 4	P ₆ 鋼管ぐい*	鋼管ぐい	ワイヤロープ	Lg	I	砂質シルト	滋賀県 (滋賀県)	琵琶湖大橋試験報告書 S. 38. 10	
		38. 5	P ₈ 橋脚*	鋼管ぐい	九六40 t 型起振機	Lg	II	砂質シルト	滋賀県 (滋賀県)		
		39. 8	上下部 (P ₁₁ 付近)*	鋼管ぐい	25 t 型起振機	Lg	III	シルト	滋賀県 (滋賀県)		
10	新葛飾橋	38. 7	P ₈ 橋脚*	ニューマチックケーソン	40 t 型起振機	Lg	I	砂	土研 (関東地建)	新葛飾橋橋脚振動試験 S. 39. 3 土木研究所 土研資料第150号 S. 41. 3	
		38. 7	P ₇ 橋脚*	円形ケーソン2基	40 t 型起振機	Lg	II	砂	土研 (関東地建)		
		40. 7	上下部 (P ₈ 上)*	ケーソン	40 t 型起振機	Lg	III	砂	土研 (関東地建)		

表-1 つづき

99

橋梁番号	橋 梁 名	実施年月	試験対象	基礎形式	加振方法	加振方向	試験番号	土 質 名	実施機関名 (橋梁管轄)	試験報告書名	備 考
11	新天竜川橋	38.10 P ₈ 橋脚 39.3 P ₁₂ 橋脚		フーチングぐい 長円形ケーソン	40 t 型起振機 40 t 型起振機	Lg Lg	I II	砂れき 砂れき	土研 (中部地建) 土研 (中部地建)	土研資料第149号 S. 41.3	
12	昭 和 大 橋	39.9	右岸上下部*	直接鋼管ぐい	荷重車 (多組)	Lg	I	中砂	土研 (新潟県)	昭和大橋に関する調査 S. 39.10	
13	平 井 大 橋	40.4 P ₈ 橋脚* 40.4 P ₆ 橋脚 40.4 P ₆ 橋脚		ケーソン・鋼管ぐいの合成	低周波起振機 低周波10 t 型 10 t 型起振機	Lg Tr 上下	I II III	砂・粘質シルト 砂・粘質シルト 砂・粘質シルト	土研 (東京都) 土研 (東京都) 土研 (東京都)	土研資料第151号 S. 41.3	
(4)	港 大 橋	40.7 P ₈ 橋脚		鋼管斜組ぐい	2軸3偏心質量型 起振機	Lg	I	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)	鋼管斜組ぐい橋脚 の振動実験 (第一報) S. 41.3 兵庫県 鋼管斜組ぐい橋脚 の振動実験 (第二報) S. 42.3 兵庫県 鋼管斜組ぐい橋脚 の振動実験 (第三報) S. 43.3 兵庫県	自由振動試験 自由振動試験 上部架設済みしたが つて実験は橋面にて行な われた
		40.7 P ₈ 橋脚		鋼管斜組ぐい	2軸3偏心質量型 起振機	Tr	II	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		40.7 P ₈ 橋脚*		鋼管斜組ぐい	ワイヤロープ	Lg	III	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		40.7 P ₈ 橋脚*		鋼管斜組ぐい	ワイヤロープ	Lg	IV	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		41.7 P ₈ 橋脚*		鋼管斜組ぐい	40 t 型起振機	Lg	V	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		41.7 P ₈ 橋脚*		鋼管斜組ぐい	40 t 型起振機	Tr	VI	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		42.7 全橋 (P ₈ 橋脚)		鋼管斜組ぐい	2 t 型起振機	Lg	VII	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		42.7 全橋 (P ₈ 橋脚)		鋼管斜組ぐい	2 t 型起振機	Tr	VIII	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		42.7 全橋 (P ₈ 橋脚)		鋼管斜組ぐい	2 t 型起振機	Lg	IX	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		42.7 全橋 (P ₈ 橋脚)		鋼管斜組ぐい	2 t 型起振機	Tr	X	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		42.7 全橋 (センター スパン)		鋼管斜組ぐい	2 t 型起振機	Tr	XI	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
		42.7 左岸アバット上		鋼管斜組ぐい	2 t 型起振機	Lg	XII	シルト質粘土	兵庫県 (兵庫県)		
15	木曾川橋	40.10 P ₁₁ 橋脚* 40.10 P ₁₁ 橋脚*		円形中空ケーソン 円形中空ケーソン	40 t 型起振機 ワイヤロープ	Tr Tr	I II	シルト シルト	土研 (道路公団) 土研 (道路公団)	土研資料第179号 S. 41.4	プレシオメーターによる測定結果あり 自由振動試験
16	信濃川大橋	40.10 組ぐい* 40.10 組ぐい* 40.10 橋脚* 40.10 橋脚*		2本組ぐい 2本組ぐい 6本組ぐい 6本組ぐい	40 t 型起振機 40 t 型起振機 40 t 型起振機 40 t 型起振機	Lg Tr Lg Tr	I II III IV	中砂 中砂 中砂 中砂	新潟県 (新潟県) 新潟県 (新潟県) 新潟県 (新潟県) 新潟県 (新潟県)	信濃川大橋橋脚振動 試験報告書 S. 41.3 早稲田大学	
17	福 島 橋	41.11	長崎側橋脚*	鋼管群ぐい	ワイヤロープ	Lg	I	粘土と砂岩	長崎県 (長崎県)	福島橋試験報告書 S. 42.1	自由振動試験

土 木 研 究 所 報 告

18	四 徳 大 橋	41. 右岸固定橋脚*	フーチング	40 t 型起振機	Lg	I	硬岩	中部地建 (長野県)	昭和41年度四徳大橋 橋脚振動実験報告書 S. 41. 11	高橋脚42m
		41. 右岸固定橋脚*	フーチング	40 t 型起振機	Tr	II	硬岩	中部地建 (長野県)		
		41. 左岸可動橋脚*	フーチング	40 t 型起振機	Lg	III	硬岩	中部地建 (長野県)		
		41. 左岸可動橋脚*	フーチング	40 t 型起振機	Tr	IV	硬岩	中部地建 (長野県)		
19	長 泥 橋	42. 4P ₀ フーチング	斜組ぐい	40 t 型起振機	偏心 Lg	I	シルト質粘土	早大 (青森県)	「青森県長泥橋振 動試験結果報告」 S. 43. 3 「青森県長泥橋振 動試験結果解析」 (中間報告) S. 43. 3 「青森県長泥橋振 動試験結果報告」 (第二報) S. 43. 11 「青森県長泥橋振 動試験結果報告」 (第三報) S. 45. 3	自由振動試験 起振機を対象 橋脚間地盤上 にすえ付け
		42. 4P ₀ フーチング	斜組ぐい	40 t 型起振機		II	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		42. 8P ₀ 橋脚	フーチング斜組 ぐい	10 t 型起振機	Lg	III	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		42. 8P ₀ 橋脚	フーチング斜組 ぐい	10 t 型起振機	Tr	IV	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		42. 8P ₀ 橋脚	フーチング斜組 ぐい	10 t 型起振機	偏心 Lg	V	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		42. 8P ₀ 橋脚*	フーチング斜組 ぐい	40 t 型起振機	Tr	VI	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		42. 8P ₀ 橋脚*	フーチング斜組 ぐい	40 t 型起振機	偏心 Lg	VII	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		42. 8P ₀ ・P ₀ 橋脚*	フーチング斜組 ぐい	鋼棒引張切断	Lg	VIII	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		43. 7P ₀ ・P ₀ 橋脚	フーチング斜組 ぐい	低周波起振機	Lg	IX	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		43. 7P ₀ ・P ₀ 橋脚	フーチング斜組 ぐい	低周波起振機	Lg	X	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		44. 11全橋(P ₀ 橋脚上)	フーチング斜組 ぐい	40 t 型起振機	Tr	XI	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		44. 11全橋(P ₀ 橋脚上)	フーチング斜組 ぐい	40 t 型起振機	Lg	XII	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		44. 11全橋(P ₀ 橋脚側)	下流側地盤	低周波起振機	Lg	XIII	シルト質粘土	早大 (青森県)		
		44. 11全橋(P ₀ 橋脚側)	下流側地盤	低周波起振機	Tr	XIV	シルト質粘土	早大 (青森県)		
20	烏 井 大 橋	42. 10P ₁ ケーソン*	ケーソン	10 t 型起振機	Lg	I	れき混じり粘土	土研 (東北地建)	土研資料第342号 S. 43. 2 鳥井大橋振動試験報 告書 S. 43. 12	高橋脚53. 5m 自由振動測定
		42. 10P ₁ ケーソン*	ケーソン	10 t 型起振機	Tr	II	れき混じり粘土	土研 (東北地建)		
		43. 10全橋(中央径間)*	ケーソン	20 t 型起振機	Tr	III	れき混じり粘土	東北地建 (東北地建)		
21	底 沢 橋	42. 10P ₃ 橋脚*	直接基礎	40 t 型起振機	Tr	I	千枚岩 (硬岩)	土研 (道路公団)	土研資料第346号 S. 43. 3 底沢橋振動試験報告 書	高橋脚53. 5m 自由振動測定
		42. 10P ₃ 橋脚*	直接基礎	15 t 型起振機	Lg	II	千枚岩 (硬岩)	土研 (道路公団)		
		42. 10P ₃ 橋脚*	直接基礎	2 t ロケット	Lg	III	千枚岩 (硬岩)	土研 (道路公団)		
		43. 7全橋(中央径間)*	直接基礎	20 t 型起振機	Tr	IV	千枚岩 (硬岩)	道路公団 (道路公団)		

表-1 つづき

89

橋梁 番号	橋 梁 名	実施 年月	試 験 対 象	基礎形式	加 振 方 法	加振 方向	試験 番号	土 質 名	実 施 機 関 名 (橋梁管轄)	試験報告書名	備 考
22	横 吹 橋	42. 10	P ₂ 基礎*	深礎ぐい	40 t 型起振機	Tr	I	千枚岩質粘板岩	道路公団 (道路公団)	横吹橋の振動実験ならびに動的解析 S. 43. 11	高橋脚39m 自由振動測定
		42. 10	P ₂ 基礎*	深礎ぐい	40 t 型起振機	Lg	II	千枚岩質粘板岩	道路公団 (道路公団)		
		43. 2	P ₂ 橋脚*	深礎ぐい	5 t 型起振機	Tr	III	千枚岩質粘板岩	道路公団 (道路公団)		
		43. 2	P ₂ 橋脚*	深礎ぐい	5 t 型起振機	Lg	IV	千枚岩質粘板岩	道路公団 (道路公団)		
		43. 2	P ₂ 橋脚*	深礎ぐい	2 t 型ロケット	Lg	V	千枚岩質粘板岩	道路公団 (道路公団)		
		43. 9	全橋(中央径間)*	深礎ぐい	20 t 型起振機	Tr	VI	千枚岩質粘板岩	道路公団 (道路公団)		
		43. 9	全橋(側径間 富士吉田側)	深礎ぐい	20 t 型起振機	Tr	VII	千枚岩質粘板岩	道路公団 (道路公団)		
23	鶴 川 橋	43. 1	全橋(P ₀ ・P ₁ 径間)*	ケーソン	20 t 型起振機	Tr	I	れき混じり火山灰 質粘土	道路公団 (道路公団)	鶴川橋振動試験報告 書 S. 44. 2	
24	新小松川大 橋	43. 2	P ₀ 半ぐい*	鋼管ぐい	10 t 型起振機	Tr	I	砂・シルト	関東地建 (関東地建)	新小松川大橋振動試 験報告書 S. 43	
		43. 2	P ₀ 2 本組ぐい*	鋼管ぐい	10 t 型起振機	Tr	II	砂・シルト	関東地建 (関東地建)		
		43. 5	P ₀ 橋脚	鋼管ぐい	40 t 型起振機	Lg	III	砂・シルト	関東地建 (関東地建)		
25	刀 水 橋	43. 4	P ₁ 橋脚*	ケーソン	40 t 型起振機	Lg	I	砂れき粘土	埼玉県 (埼玉県)	刀水橋下部構造振動 実験報告書 S. 43. 6 埼玉県	
26	崎 山 橋	43. 4	盛りこぼし橋台	フーチング	40 t 型起振機	Lg	I	軟岩	道路公団 (道路公団)	第 4 回土質工学研究 発表会	

注) ※印の54ケースの試験結果を表-2 および付表に示した。表-2 および付表の分類番号は本表の橋梁番号と試験番号の組み合わせ番号である。

Lg: 橋軸方向 Tr: 橋軸直角方向 上下: 上下方向 偏心: 中心軸に対して30°近くの角度を有する。

土 木 研 究 所 報 告

表-2 橋梁の振動試験結果一覧表

試験対象	基礎種別	橋 梁 名	加振方向	減 衰 定 数 (h)		固 有 周 期 (T)		主要振動 モ ー ド	グ ル ー プ	備 考	分類番号	付表 番号				
基 礎	ケーソン 基 礎	鳥 井 大 橋	Lg Tr	0.15 0.15		0.083 ^① 0.077 ^②		回 転 回 転	A A	土研資料第342号 S.43.2	20—I	1				
											20—II	2				
	くい基礎	琵琶湖大橋 横 吹 橋 新小松川大 橋	Lg Lg Tr Tr Tr	0.01 0.26 0.36 0.15 0.336		1.000 ^② 0.080 ^③ 0.078 ^④ 0.121 ^⑤ 0.081 ^⑥		曲 げ 回 転 回 転 A A	A A A A A	コンクリートマス付き 深礎ぐい 深礎ぐい 単ぐい 2本組ぐい	09—I・II	3				
											22—I	4				
											22—I	5				
											24—I	6				
											24—I	7				
橋	直接基礎	四 徳 大 橋	Lg Tr Lg Tr	0.012 0.010 0.013 0.011	0.011 0.012 0.013 0.013	0.502 ^② 0.370 ^③ 0.735 ^④ 0.380 ^⑤		0.135 ^⑥ 0.138 ^⑦ 0.171 ^⑧ 0.138 ^⑨		曲 げ せ ん 断 曲 げ せ ん 断	B B B B	高橋脚42m	18—I	8		
													18—II	9		
													18—III	10		
													18—IV	11		
		底 沢 橋	Lg Tr	0.006 0.01	0.007	1.30 ^⑩ 0.430 ^⑪		0.216 ^⑫ 0.216 ^⑬		曲 げ 曲 げ	B B	高橋脚48.5m	21—I・II・III	12		
													21—I	13		
	ケーソン 基 礎	吉田大橋 駿河大橋 安 治 川 橋 新 葛 飾 橋 平 井 大 橋 木 曽 川 橋 刀 水 橋	Lg Lg Lg Lg Lg Tr Lg	0.108 0.08 0.0865 0.111 0.0583 0.129 0.097 0.25		0.154 ^② 0.179 ^③ 0.115 ^④ 0.172 ^⑤ 0.180 ^⑥ 0.417 ^⑦ 0.210 ^⑧ 0.286 ^⑨		0.154 ^② 0.179 ^③ 0.115 ^④ 0.172 ^⑤ 0.180 ^⑥ 0.417 ^⑦ 0.210 ^⑧ 0.286 ^⑨		回 転 回 転 回 転 回 転 回 転 回 転 回 転 回 転	A A A A A A A A	土研資料第152号 土研資料第152号 土研資料第152号 土研資料第152号 土研資料第152号 土研資料第151号 土研資料第179号	01—I	14		
													02—I	15		
													07—I	16		
													10—I	17		
													10—I	18		
													13—I	19		
													15—I・II	20		
													25—I	21		
脚	くい基礎	浜松町高架橋 倉 敷 川 橋 筏 川 橋 庄内新川橋 信濃川大橋	Lg Lg Lg Lg Lg Tr Lg Tr	0.186 0.380 0.101 0.140 0.0399 0.0320 0.0735 0.0275		0.143 ^② 0.213 ^③ 0.276 ^④ 0.288 ^⑤ 0.325 ^⑥ 0.240 ^⑦ 0.242 ^⑧ 0.582 ^⑨		0.143 ^② 0.213 ^③ 0.276 ^④ 0.288 ^⑤ 0.325 ^⑥ 0.240 ^⑦ 0.242 ^⑧ 0.582 ^⑨		曲 げ 曲 げ 曲 げ 曲 げ 曲 げ 曲 げ 曲 げ 曲 げ	A A A A A A A A	土研資料第152号 土研資料第152号 土研資料第152号 土研資料第152号 2本組ぐい 2本組ぐい 6本組ぐい 6本組ぐい	03—I	22		
													05—I	23		
													06—I	24		
													08—I	25		
													16—I・II	26		
															16—III・IV	27

橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)

表-2 つづき

試験対象	基礎種別	橋梁名	加振方向	減衰定数(h)	周 期 (T)	主要振動モード	グループ	備 考	分類番号	付表番号
橋脚	くい基礎	港大橋	Lg	0.105	0.210 ^①	曲げ	A	自由振動試験	14-Ⅲ・Ⅳ	28
			Tr	0.090	0.235 ^②	曲げ	A	鋼管斜組ぐい	14-V・Ⅵ	29
		福島橋	Lg	0.107	0.208 ^②	曲げ	A	鋼管斜組ぐい	17-I	30
			Lg	0.021	0.710 ^③	曲げ	A	自由振動試験	22-Ⅳ・Ⅴ	31
		横吹橋	Lg	0.0046 0.0115	1.40 ^③ 0.214 ^③	曲げ	B	鋼製高橋脚 39m	22-Ⅲ	32
			Tr	0.0295 0.0074	0.424 ^③ 0.113 ^③	曲げ	B		19-Ⅵ・Ⅶ	33
		長泥橋	Tr・Lg	0.366	0.261 ^①	曲げ	A		19-Ⅷ	34
			Lg	0.435	0.308 ^①	曲げ	A	自由振動試験		
全橋	ケーソン基礎	吉田大橋	Lg	0.110	0.290 ^①	回転	A	土研資料第152号	01-Ⅲ	35
		新葛飾橋	Tr	0.066	0.361 ^①	回転	A	土研資料第150号	10-Ⅲ	36
		鶴川橋	Tr	0.012 0.015 0.016	0.758 ^③ 0.600 ^③ 0.458 ^③	曲げ	B	高橋脚48m	23-I	37
		島井大橋	Tr	0.028 0.028 0.028	0.306 ^③ 0.242 ^③ 0.176 ^③	曲げ	B	高橋脚27m	20-Ⅲ	38
	くい基礎	汐留高架橋	Lg	0.055	0.354 ^②	曲げ	A	土研資料第152号	04-I	39
			Lg	0.040	0.392 ^②	曲げ	A	土研資料第152号	04-II	40
		筏川橋	Lg	0.144	0.288 ^②	曲げ	A	土研資料第152号	06-II	41
		昭和大桥	Lg	0.0431	0.493 ^②	曲げ	A	土研資料第152号	12-I	42
		琵琶湖大橋	Lg	0.040	0.833 ^②	曲げ	A		09-Ⅲ	43
		横吹橋	Tr	0.0121 0.0151 —	1.15 ^③ 0.507 ^③ 0.232 ^③	曲げ	B	高橋脚45m	22-Ⅵ	44
	直接	底沢橋	Tr	0.013 0.017 0.017	0.65 ^① 0.419 ^③ 0.378 ^③	曲げ	B	高橋脚53.5m	21-Ⅳ	45

注) Lg: 橋軸方向 ①: 1次 ③: 3次 Aグループ: 一般橋

Tr: 橋軸直角方向 ②: 2次 Bグループ: 高橋脚

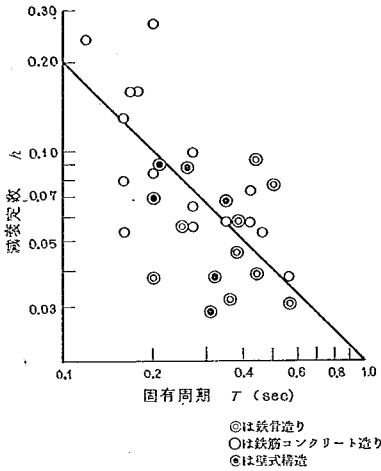


図-2 建物における固有周期と減衰定数の関係(1)

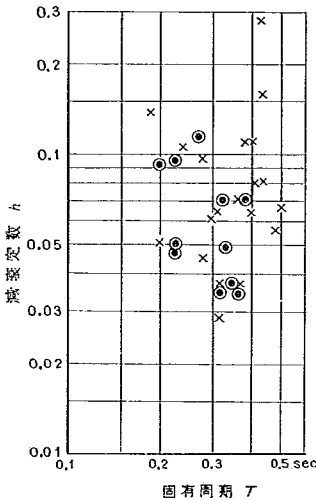


図-3 建物における固有周期と減衰定数の関係(2)

味すると言えよう。

上述のように一般の道路橋の場合と高い独立した橋脚あるいは上部構造の場合とは減衰の特徴が、著しく異

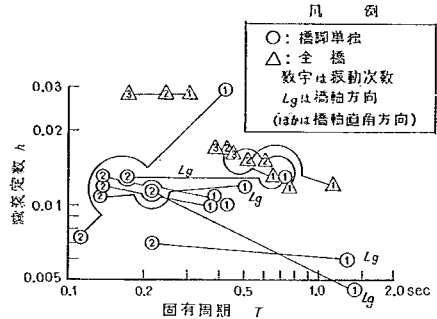


図-4 高橋脚橋梁の1次ならびに高次の固有周期と減衰定数の関係(フーチング上面またはケーソン上面から支承までの高さ25m以上)

なることは注目すべき点である。この理由を数理的に明確にすることは現段階では困難であるが、両者において減衰の主要な原因が異なることを示唆している。すなわちAグループにおいては基礎から地盤への地下逸散減衰が主であり、Bグループにおいては履歴減衰または構造減衰が主であると推定される。この点に関する理論的考察は今後の重要な課題であり、橋梁構造の減衰性を解明する一つのかぎになるものと考えられる。

3. 減衰定数を解析整理した結果の考察

振動減衰は、振動振幅の大きさ(一般に振幅が大きくなるにつれて見掛け上、減衰が大きくなるとされる)、加振条件の相異(通常の振動試験では構造物の一点で加振するが、実際の地震時には基礎周辺の地盤から波動が入射する)などによって変化することが最近の研究によって指摘されている。現段階では、これらに関する信頼しうる情報は乏しいが、いずれも実験値に対して実際の地震時にとるべき減衰の効果を大きくさせる要素であると考えられる。

表-3 橋梁の減衰定数の標準値

分類	振動試験の平均値と幅(実験式より)	摘要
一般橋の水平方向振動	平均値 $h=0.02/T$ 95%信頼帯 $h=(0.01\sim0.04)/T$	$T<1$ 秒
高橋脚橋梁 ($H\geq 25$ m) の水平方向振動および上部構造の鉛直振動	平均値 $h=0.013$ 95%信頼帯 $h=0.012\sim0.014$ 上限 $h=0.03$ 下限 $h=0.005$	T に関係しない

現状としては図-1および表-3に示されているような減衰定数の平均値および95%信頼帯を活用して地震応答解析に用いることができる。

上述した2群の減衰定数は、一般の道路橋では低層の建築物¹⁾のそれに、高い橋脚からなる橋梁では橋梁上部構造²⁾のそれに、それぞれ定性的にも定量的にもごく近似している。

4. 結 論

道路橋に関する多数の振動試験を解析整理した結果から、橋梁構造の振動減衰に関して次の結論が得られた。

(1) 通常の振動試験から得られる一般の道路橋の水平方向の減衰定数 h は、1次の固有周期 T (sec) によって平均値として $h=0.02/T$ で表わされ、高い橋脚からなる橋梁の水平方向および上部構造の鉛直方向の減衰定数は、平均値として $h=0.013$ で表わされる。

(2) 一般の道路橋のように地中部分にも振動時に振動が伝わりやすい橋梁では、減衰定数は、その固有周期に支配されて変化すると思なう。

(3) 高い橋脚をもつ橋梁のように地中に振動のエネルギーが伝わりにくい橋梁では、固有周期にかかわらずほぼ一定の減衰定数が期待されるものと見られる。

(4) 上記の事柄から地中深く根入れした地中部の重量が大きい構造物の地震時における振動の減衰性は大きく、したがって根入れすることは耐震安定に大きな効果があると言える。

5. あとがき

道路橋の耐震設計の合理化のために、現場ならびに研究所を問わず、従来から数多くの実在橋梁について現場における振動試験が実施されてきた。建設省の直轄、補助、公団の事業に伴って実施された振動試験の例は、26橋83ケースにものぼる。

今回、これらの試験結果を一括してとりまとめ、道路橋の振動減衰に関して現段階での結論を得た。しかし、さらに今後の調査試験に待って修正すべきところが多いことは言うまでもない。

現場試験に当たっては、忙殺する工事工程の合間に振動試験を実施され、あるいは工事中の橋梁を試験体に御提供いただき、また各種の実測資料を御提供くださいました下記の各種機関の関係各位に深甚の感謝の意を表わす。

建設省東北地方建設局 郡山国道工事事務所
建設省関東地方建設局 首都国道工事事務所
建設省中部地方建設局 磐田工事事務所、名四国道工事事務所、豊橋工事事務所、静岡国道工事事務所、

小浜ダム工事事務所

建設省近畿地方建設局 第二阪神国道工事事務所

建設省中国地方建設局 岡山国道工事事務所

日本道路公団

首都高速道路公団

青森県

新潟県

東京都

埼玉県

滋賀県

兵庫県

長崎県

土木研究所において実験の立案、実施計画、現地試験および解析整理、報告などに関係した主たる職員は次のとおりである。

元構造橋梁部長 高田孝信 (現東洋大学教授)

元構造橋梁部研究員 手塚 薫 (現日本建設コンサルタント)

元構造橋梁部研究員 浜野 昭 (現ニュージャパコンサルタント)

元構造橋梁部研究員 品川光規 (現首都高速道路公団)

元構造橋梁部研究員 入沢 聖 (現首都高速道路公団)

構造橋梁部構造研究室室長 大久保忠良

構造橋梁部基礎研究室室長 吉田 敏

構造橋梁部振動研究室室長 栗林栄一

構造橋梁部構造研究室主任研究員 成田信之

構造橋梁部振動研究室研究員 岩崎敏男

構造橋梁部基礎研究室研究員 足立義雄

構造橋梁部振動研究室研究員 小山田欣裕

なお、今回のとりまとめは次の者が担当した。

構造橋梁部振動研究室室長 栗林栄一

同 上 研究員 岩崎敏男

同 上 研究補助員 三牧 翹 (現中国地建)

同 上 研究補助員 斎藤俊三

同 上 研究補助員 森山英一 (現四国地建)

参 考 文 献

1. 栗林栄一・岩崎敏男「橋梁下部構造の振動実験調査結果」土木研究所資料第152号 (昭和41年3月)
2. 栗林栄一・岩崎敏男「橋梁の振動減衰の一評価法について」土木学会第23回年次講演会 (昭和43年10月)
3. 栗林栄一・岩崎敏男「道路橋の振動時の減衰定数」第9回日本道路会議 (昭和44年10月)
4. 河角広・金井清 "Vibration of Building in Japan, Part 1, Small Amplitude Vibration of Actual Buildings." 第1回世界地震工学会議 (昭和44年)

- 和31年6月)
5. 伊藤学・片山恒雄「橋梁構造の振動減衰」土木学会論文集第117号(昭和40年5月)
 6. 岩崎敏男・三牧勉「実在建造物の振動性状と地震応答に関する資料」土木研究所資料第301号(昭和42年10月)
 7. 高田孝信・大久保忠良・栗林栄一「橋梁の耐震設計に関する研究(1)——地震応答スペクトル・1964——」土木研究所報告第128号(昭和40年1月01) 吉田大橋に関して
 8. 田原保二・高田孝信・福岡正巳「軟弱地盤における橋梁基礎の耐震性に関する2・3の実験的研究」土木学会第3回地震工学研究発表会(昭和34年9月)
 9. 手塚薫「井筒基礎の建設時における実測結果」土木技術資料第1巻6号(昭和34年6月)
 10. 建設省土木研究所「吉田大橋の設計および試験」(昭和33年3月)
 11. 田原保二・高田孝信・福岡正巳「Some Experimental Studies on the Earthquake Proof Design of the Foundation of Bridge Pier in Soft Ground」第2回世界地震工学会議(昭和35年02) 駿河大橋に関して
 12. 建設省土木研究所「駿河大橋橋脚試験報告書」(昭和36年3月)
 13. 高田孝信・品川光規「駿河大橋橋脚振動試験」第6回日本道路会議(昭和36年03)・04 浜松町高架橋および汐留高架橋に関して
 14. 建設省土木研究所「首都高速道路公団高架橋橋脚振動実験報告書」(昭和36年3月)
 15. 岡本舜三「首都高速道路公団委託研究報告書〔1号線浜松町附近地震測定〕」(昭和35年3月30日05) 倉敷川橋に関して
 16. 建設省土木研究所「倉敷川橋橋脚振動実験報告書」(昭和36年3月)
 17. 増岡康治「軟弱地盤杭基礎の水平抵抗力に関する実験および考察について」第6回日本道路会議(昭和36年06) 筏川橋に関して
 18. 建設省土木研究所「筏川橋振動実験報告書」(昭和38年3月)
 19. 建設省土木研究所「筏川橋振動実験報告書、資料工」(昭和38年2月)
 20. 建設省土木研究所「筏川橋振動実験報告書、資料Ⅱ」(昭和38年2月)
 21. 神谷洋「筏川橋の設計と施工」第6回日本道路会議」(昭和36年)
 - 07) 安治川橋に関して
 22. 建設省土木研究所「安治川橋脚振動試験第一報」(昭和37年3月)
 23. 高田孝信・成田信之「安治川橋の耐震実験」地震工学国内シンポジウム(昭和37年11月08) 庄内新川橋に関して
 24. 建設省土木研究所「庄内新川橋橋脚振動実験報告書、資料」(昭和37年3月09) 琵琶湖大橋に関して
 25. 滋賀県「琵琶湖大橋有料道路工事、橋脚基礎杭杭試験工事、試験報告書(第1報)現場試験結果の整理」(昭和38年10月10) 新葛飾橋に関して
 26. 建設省土木研究所「新葛飾橋橋脚振動試験」(昭和39年3月)
 27. 高田孝信・栗林栄一・岩崎敏男「新葛飾橋の耐震実験」土木学会地震工学研究発表会(昭和39年10月)
 28. 大久保忠良・栗林栄一・岩崎敏男「新葛飾橋の振動試験」第8回日本道路会議(昭和40年10月)
 29. 建設省土木研究所「新葛飾橋振動試験」土木研究所資料第150号(昭和41年3月11) 新天竜川橋に関して
 30. 建設省土木研究所「新天竜川橋橋脚振動試験」土木研究所資料第149号(昭和41年3月)
 31. 鈴木嶺夫・深井俊英「新天竜川橋におけるくい基礎の水平抵抗について」第8回日本道路会議(昭和40年10月12) 昭和大橋に関して
 32. 建設省土木研究所「昭和大橋に関する実測による振動特性調査」(昭和39年10月)
 33. 建設省土木研究所「新潟地震調査報告」土木研究所報告第125号(昭和40年6月)
 34. 大久保忠良・栗林栄一・岩崎敏男「昭和大橋の震害と動的解析」第8回日本道路会議(昭和40年10月13) 平井大橋に関して
 35. 建設省土木研究所「平井大橋振動試験報告書」土木研究所資料第151号(昭和41年3月)
 36. 三上澄・青木重雄「ケーソンと銅ぐいの合成基礎の水平抵抗」第8回日本道路会議(昭和40年10月14) 港大橋に関して
 37. 兵庫県土木部「鋼管斜組ぐい橋脚の振動実験(港大橋橋脚、第1報)」(昭和41年3月)
 38. 兵庫県土木部「鋼管斜組ぐい橋脚の振動実験(港大橋橋脚、第2報)」(昭和42年3月)

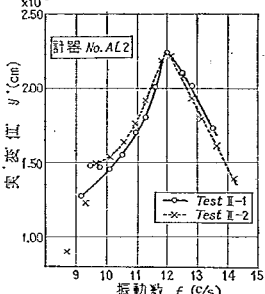
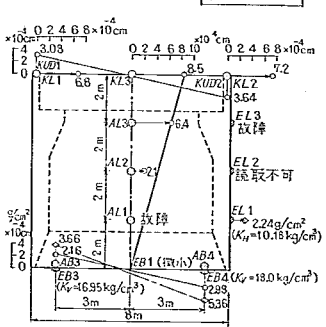
39. 兵庫県土木部「鋼管斜組ぐい橋りょうの振動実験
(港大橋, 第3報)」(昭和43年3月)
15) 木曾川橋に関して
40. 建設省土木研究所「木曾川橋脚振動実験」土木
研究所資料第179号(昭和41年4月)
16) 信濃川大橋に関して
41. 早稲田大学理工学研究所「信濃川大橋橋脚振動試
験試験結果報告書」(昭和41年3月)
17) 福島橋に関して
42. 長崎県土木部「福島橋基礎グイ試験工事試験報告
書——大径鋼管グイ(φ1500mm)を用いた橋脚
の耐震性に関する試験——」(昭和42年1月)
18) 四徳大橋に関して
43. 建設省中部地方建設局小洪ダム工事事務所「昭和
41年度四徳大橋橋脚振動実験報告書」(昭和41年
11月)
19) 長尻橋に関して
44. 早稲田大学掘井研究室「青森県長泥橋振動試験結
果報告」(昭和43年3月)
45. 早稲田大学掘井研究室「青森県長泥橋振動試験結
果解析(中間報告)」(昭和43年3月)
46. 早稲田大学掘井研究室「青森県長泥橋振動試験結
果報告」(第2報)」(昭和43年11月)
47. 早稲田大学掘井研究室「青森県長泥橋振動試験結
果報告(第3報)」(昭和45年3月)
20) 鳥井大橋に関して
48. 岩崎敏男・小山田欣裕「鳥井大橋振動試験」土木
研究所資料第342号(昭和43年2月)
49. 建設省東北地方建設局郡山国道工事事務所「鳥井
大橋振動試験報告書」(昭和43年12月)
21) 底沢橋に関して
50. 建設省土木研究所「底沢橋橋脚振動試験報告書」
土木研究所資料第346号(昭和43年3月)
51. 日本道路公団「底沢橋振動試験報告書」(昭和43
年7月)
22) 横吹橋に関して
52. 日本道路公団「横吹橋の振動実験ならびに動的耐
震解析, 第1回基礎の振動実験報告書」(昭和43
年1月)
53. 日本道路公団「横吹橋の振動実験ならびに動的耐
震解析, 第2回橋脚の振動実験報告書」(昭和43
年5月)
54. 日本道路公団「横吹橋の振動実験ならびに動的耐
震解析, 第3回全体系の振動実験報告書」(昭和
43年11月)
55. 日本道路公団「横吹橋の動的耐震解析報告書」
(昭和43年11月)
23) 鶴川橋に関して
56. 日本道路公団「鶴川橋振動試験報告書」(昭和44
年2月)
24) 新小松川大橋に関して
57. 建設省関東地方建設局首都国道工事事務所「新小
松川大橋基礎杭試験報告書」(昭和43年3月)
58. 建設省関東地方建設局首都国道工事事務所「新小
松川大橋基礎杭試験鋼管動的歪度測定結果(含,
振動試験)」(昭和43年3月)
59. 建設省関東地方建設局首都国道工事事務所「新小
松川大橋P₈橋脚振動試験報告書」(昭和43年8月)
25) 刀水橋に関して
60. 埼玉県土木部「刀水橋下部構造振動実験報告書」
(昭和43年6月)
26) 崎山橋に関して
61. 狩俣恒一「動的横方向地盤係数について, 第4回
土質工学研究発表会講演集」(昭和44年6月)

以 上

付 表

個々の振動試験結果

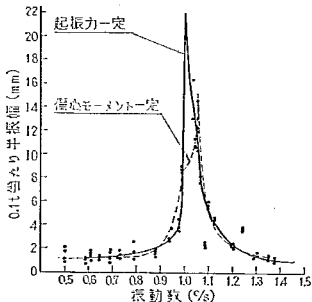
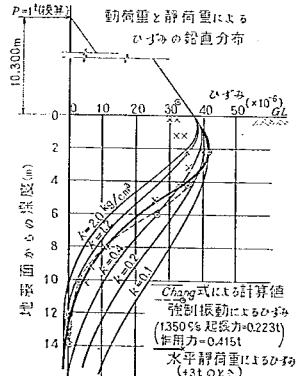
橋 名		鳥 井 大 橋	試験対象	P ₁ ケーソン	試験実施機関	土研・耐震調査室
(ルート)		(国道49号線)	基礎形式	ケーソン	実施年月	S.42.10
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図 ○:持参三成分加速度計 ⊕:加 速 度 計 ■:土 圧 計 AT:テ方向加速度計 AL:L方向加速度計 AB:橋面加速度計 ET:T方向土圧計 EL:L方向土圧計 EB:底面土圧計 KT:持参テ方向加速度計 KL:持参L方向 〃 KUD:持参UD方向 〃						
橋梁部	上	橋 長 (径間)	114m(36+42+36m)	下部(基礎)	基礎形式	井筒
	幅 員	7.0m	根 入 長		8 m	
	形 式	3径間連続曲線プレートガーダ	断 面		13.5m×80m (小判型)	
	重 量	722 t	重量(土水含む)		1,650 t	
	設計震度	$K_H=0.25$ $K_V=$	剛 性			
	設計震度		設計震度		$K_H=0.2$ $K_V=0.1$	
諸元部	下	上部からの死荷重				
	脚柱形式	鉄筋コンクリート (小判型)				
	脚柱長	27.0m				
	脚柱断面	10.2×3.0m (小判型)				
脚柱重量	1,460 t					
参考資料所在	設計図面	郡山国道工事事務所	参考文献			
	設計計算書	郡山国道工事事務所				
	土質調査書	郡山国道工事事務所				

加振方法		10 t 型起振機		橋梁		引用		土木研究所資料第342号		分類	
加振方向		橋軸方向		管轄		報告書		島井大橋振動試験 S. 43. 2		番号	
試 験 結 果 表	Test No.	共振 数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)		共振時土圧 (最大)		地盤 係数 K (kg/cm ²)	換算弾性 係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考
				位置	変位 a (cm)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)				
試 験 結 果 表	II-1	11.80	0.164	KL-1	4.83	8.8×10 ⁻⁴	EL-1	0.00224		3.5	底面
	II-1	12.00	—	KL-2	4.29	7.55×10 ⁻⁴	AB 3	0.00366		3.6	側面
	II-1	12.00	0.148	KL-3			EB 4	0.00536		3.6	
	II-1	12.00	0.148	AL-2	1.26	2.22×10 ⁻⁴				3.6	
	II-1	—	—	AL-3							
	II-2	11.80	0.148	KL-1	4.09	7.45×10 ⁻⁴	EL-1	2.24×10 ⁻³	10.18	50,000	3.5
	II-2	11.80	0.144	KL-2	4.20	7.65×10 ⁻⁴	EB 3	3.66×10 ⁻⁴	16.95	20,000	3.5
	II-2	12.80	—	KL-3	6.40	9.9×10 ⁻⁴	EB 4	5.36×10 ⁻⁴	18.0		4.1
	II-2	12.00	0.137	AL-2	1.27	2.24×10 ⁻⁴					3.6
	II-2	12.00	0.154	AL-3	3.61	6.35×10 ⁻⁴					3.6
	平均	12.00	0.149	h の求め方	共振曲線から		平均	17.5			
試 験 結 果 図	共振曲線					モード・土圧・K 値 図				その他	
						テスト II-2 $f = 11.3$ c/s $P = 3.2$ t 橋軸方向変位 記号 ○: 加速度計 □: 土圧計 △: 橋軸方向変位 —: 土 圧 					

橋 名		鳥 井 大 橋	試験対象	P ₁ ケーソン	試験実施機関	土研・耐震調査室
(ルート)		(国道49号線)	基礎形式	ケーソン	実施年月	S.42.10
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図						
	●: 持参三成分加速度計 ⇄: 加速度計 ■: 土圧計 AT: T方向加速度計 AL: L方向加速度計 AB: 底面加速度計 ET: T方向土圧計 EL: L方向土圧計 EB: 底面土圧計 KT: 持参T方向加速度計 KL: 持参L方向 " KUD: 持参UD方向 "					
	橋軸直角方向(T方向) 上流 → 下流					
	橋長(径間) 114m(36+42+36m) 幅員 7.0m 形式 3径間連続曲線プレートガーダ 重量 722 t 設計震度 $K_H=0.25 \quad K_V=$					
	上部からの死荷重 脚柱形式 鉄筋コンクリート(小判型) 脚柱長 27.0m 脚柱断面 10.20m×3.0m(小判型) 脚柱重量 1,460 t					
参考資料所在	設計図面	郡山国道工事事務所				参考文献
	設計計算書	郡山国道工事事務所				
	土質調査書	郡山国道工事事務所				

加振方法		10 t 型起振機		橋梁		東北地方建設局郡山 国道工事事務所		引用 報告書		土木研究所資料第 342 号 鳥井大橋振動試験 S. 43. 2		分類 番号		20-Ⅱ		
加振方向		橋軸直角方向		管轄												
試験結果表	Test No.	共振振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)		共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考					
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)								
	I-2	12.65	0.168	KT-1	3.50	5.55×10^{-4}				50,000	4.0	底面				
	I-2	13.15	0.152	KT-2	3.68	5.4×10^{-4}				20,000	4.3	側面				
	I-2	12.75	0.166	KT-3	4.87	7.6×10^{-4}						4.1				
	I-2	13.20	0.138	AT-1	3.92	5.7×10^{-4}						4.4				
	I-2	—	—	AT-2												
	I-2	12.80	0.127	AT-3	35.54	5.5×10^{-3}						4.1				
	I-3	12.90	0.149	KT-1	4.27	6.5×10^{-4}						4.2				
	I-3	12.95	—	KT-2	4.03	6.1×10^{-4}	ET-1	5.56×10^{-3}	10.85			4.2				
	I-3	12.75	0.149	KT-3	4.71	7.35×10^{-4}	EB 2	3.17×10^{-4}	14.85							
	I-3	13.00	0.162	AT-1	3.93	5.9×10^{-4}	EB 5	2.52×10^{-4}	12.25			4.2				
	平均	12.95	0.148	h の求め方	共振曲線から		平均		12.65							
共振曲線						モード・土圧・K 値図						その他				
試験結果図																

橋 名		琵琶 湖 大 橋		試験対象	P ₆ 鋼管ぐい P ₈ 橋脚	試験実施機関	滋 賀 県																																										
(ルート)		(県道守山堅田線)		基礎形式	鋼管ぐい	実施年月	S.38.4																																										
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図				A-4 土質柱状図 (8号橋脚試験地点) <table><thead><tr><th>標高 m</th><th>深度 m</th><th>柱 状 図</th><th>土 質 名</th><th>記 事</th><th>標準貫入 試 験 N 値</th></tr></thead><tbody><tr><td>76.424</td><td>0.0</td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td><td>0 10 20 30 40 50</td></tr><tr><td>70.000</td><td>6.424</td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td><td></td></tr><tr><td>66.000</td><td>10.424</td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td><td></td></tr><tr><td>60.000</td><td>16.424</td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td><td></td></tr><tr><td>50.000</td><td>26.424</td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td><td></td></tr><tr><td>40.000</td><td>36.424</td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td><td></td></tr></tbody></table>				標高 m	深度 m	柱 状 図	土 質 名	記 事	標準貫入 試 験 N 値	76.424	0.0		シルト質粘土		0 10 20 30 40 50	70.000	6.424		シルト質粘土			66.000	10.424		シルト質粘土			60.000	16.424		シルト質粘土			50.000	26.424		シルト質粘土			40.000	36.424		シルト質粘土		
				標高 m	深度 m	柱 状 図	土 質 名	記 事	標準貫入 試 験 N 値																																								
76.424	0.0		シルト質粘土		0 10 20 30 40 50																																												
70.000	6.424		シルト質粘土																																														
66.000	10.424		シルト質粘土																																														
60.000	16.424		シルト質粘土																																														
50.000	26.424		シルト質粘土																																														
40.000	36.424		シルト質粘土																																														
(例) ○ カールソン型ひずみ計 × ワイヤーストレインゲージ(アクティブ) △ ワイヤーストレインゲージ(ダミー) □ 加速度計																																																	
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	1,350m (27径間)	下 部 (基礎)	基礎形式	大径鋼管ぐい																																											
	幅 員	7 m (2 径間のみ10m)	根 入 長		22.88m																																												
諸 元	下 部	形式	パート A (3 径間連続鋼床版箱けた) パート B (単純合成げた24連)	断面形状	φ1,500, φ1,200, φ609mm																																												
		重量	1,160.4 t	重量(土水含む)	くい1本当たり185 t																																												
		設計震度	K _H =0.20 K _V =0.10	剛 性																																													
		上部からの死荷重	1,160.4 t	本 数	8本																																												
		脚柱形式	鉄筋コンクリート	設計震度																																													
	脚柱長	16.61m																																															
	脚柱断面																																																
	脚柱重量	1,792.9 t																																															
参考資料所在	設計図面	滋賀県		参考文献	滋賀県・琵琶湖大橋 昭和38年12月1日 土木施工 1964年7月号 琵琶湖大橋架設工事																																												
	設計計算書	滋賀県																																															
	土質調査書	滋賀県																																															

加振方法		ワイヤロープ		橋梁		滋 賀 県		引 用		琵琶湖大橋有料道路建設工事試験報告書 1963.10 (滋賀県)		分類		09— I・II	
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号			
試	Test No.	共 振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm³)	換算弾性 係 数 E (kg/cm²)	加振力 P (t)	備 考			
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm²)							
試験結果表	1	1.000	0.01	G—15		2.55					0.123	} 起振力 ①一定			
	2	1.001	0.01	G—15	96.8	2.70				0.123					
	1'	1.150	0.026	G—15	38.2	2.58				0.222	} 偏心モ ーメン ト一定				
	2'	1.053	0.026	G—15	109.7	2.75				0.186					
	平均① ②	1.000 1.100	0.01 0.026	h の求め方	共振曲線から			平 均							
共 振 曲 線				モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他					
										電磁式地震計による地震観測実施中 SMAC B—2 型強震計による強 震観測実施中					

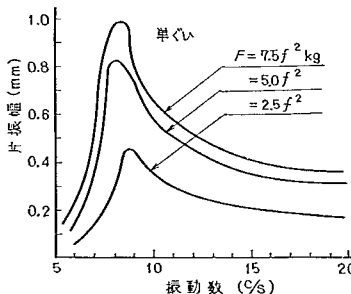
橋 名		横	吹	橋	試験対象	P ₂ 基礎	試験実施機関	道路 公 団
(ルート)		(中央高速道)			基礎形式	深礎くい	実 施 年 月	S.42.10
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図 18.500 700 起振機 13.000 3.750 7.000 15.000 14.500 コンクリートくい (2500φ) 干板岩質粘板岩 単位:mm A₂ D₂ A₁ D₁ A₄ D₄ A₃ D₃ 基礎 (P₂) 700 A: 加速度計 D: 変位計 深度 地質名 地質図 N 値 0m れき混じり砂質土 2 4 6 8 9.5 風化岩 11 12 硬岩 16 26 27 70								
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	19.3m(6.0+6.0+7.2+0.5×2)			下 部 (基 礎)	基 礎 形 式	多柱基礎
	下	幅 員	11.90m				根 入 長	15m
諸 元 部	上	形 式	3径間連続デッキトラス橋			剛 性	断 面	φ2.5m×1.5m
	下	重 量					重 量(土水含む)	
参 考 資 料 所 在	上	設 計 震 度	K _H = K _V =			設 計 震 度	K _H = K _V =	
	下	上部からの死荷重						
参 考 文 献	上	脚 柱 形 式	鋼製ラーメン橋脚					
	下	脚 柱 長	39.0m					
	上	脚 柱 断 面						
	下	脚 柱 重 量						
参 考 資 料 所 在	上	設 計 図 面	道路公団			参 考 文 献		
	中	設 計 計 算 書	道路公団					
	下	土 質 調 査 書	道路公団					

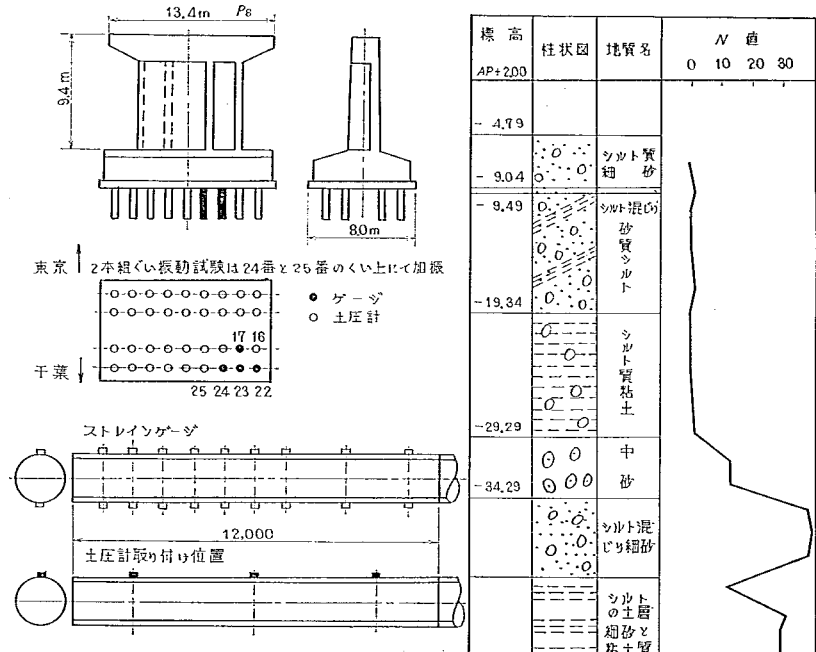
加振方法		40 t 型起振機		橋梁		道路公団八王子建設局相模湖工事事務所		引用 報告書		横吹橋の振動実験ならびに動的解析 昭和43年11月		分類 番号		22-Ⅱ	
加振方向		橋軸方向		管轄											
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考			
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
		—	—	D ₁											
		12.6	0.252	D ₂		1.91×10^{-4}					12.67				
		12.6	0.260	D ₃		2.36×10^{-4}					12.50				
		—	—	D ₄											
		—	—	A ₁											
		12.5	0.216	A ₂											
		12.6	0.294	A ₃											
		—	—	A ₄											
平均		12.56	0.26	h の求め方		共振曲線から		平均							
共振曲線						モード・土圧・K 値図						その他			

橋 名		横 吹 橋	試験対象	P ₂ 基礎	試験実施機関	道 路 公 団	
(ルート)		(中央高速道)	基礎形式	深礎ぐい	実 施 年 月	S.42.10	
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図							
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	19.3m(6.0+6.0+7.2+0.5×2)		下 部 (基礎)	基礎形式	深礎ぐい
		幅 員	11.90m			根 入 長	15m
		形 式	3径間連続デッキトラス橋			断 面	φ2.5m×15m
		重 量				重量(土水含む)	
諸 元 部	上	設計震度	K _H = K _V =			剛 性	
	下	上部からの死荷重				設計震度	K _H = K _V =
		脚 柱 形 式	鋼製ラーメン橋脚				
		脚 柱 長	39.0m				
参 考 資 料 所 在		脚 柱 断 面			参 考 文 献		
		脚 柱 重 量					
	設 計 図 面	道路公団					
	設 計 計 算 書	道路公団					
	土 質 調 査 書	道路公団					

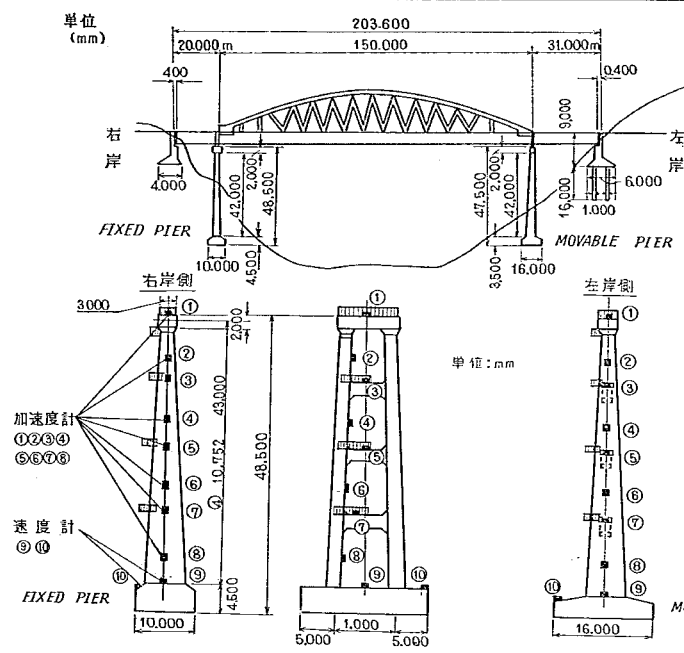
加振方法		40 t 型起振機		橋梁		道路公団八王子建設局相模湖工事事務所		引用		橋吹橋の振動実験ならびに動的解析昭和43年11月		分類		22—I	
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告書				番号			
試	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考			
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
験 結 果 表				D ₁		0.79×10^{-3}									
	13.04	0.352	D ₂		0.88×10^{-3}						20.4				
	12.80	0.408	D ₃		1.22×10^{-3}						19.7				
	12.80	0.371	D ₄		1.24×10^{-3}						19.7				
	12.80	0.405	A ₁								19.7				
			A ₂												
			A ₃												
	12.85	0.265	A ₄												
											$0.12f^2$				
	平均	12.85	0.36	h の求め方	共振曲線から			平均							
共振曲線					モーメント・土圧・K 値図					その他					
試 験 結 果 図	共振曲線					モーメント・土圧・K 値図									
	単位: $\times 10^{-4}$ cm					単位: $\times 10^{-4}$ cm									

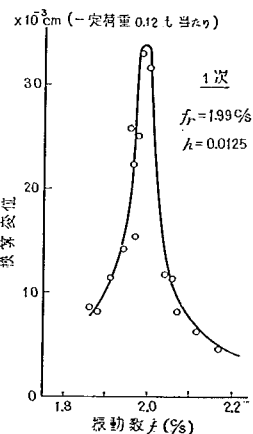
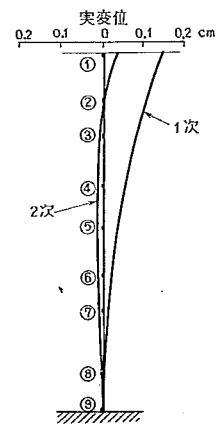
橋 名		新 小 松 川 大 橋		試験対象	P ₀ 基礎ぐい (単ぐい)	試験実施機関	建設省関東地建																																				
(ルート)		(国道14号)		基礎形式	鋼管ぐい	実 施 年 月	S.43.2																																				
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図 東京 単ぐい振動試験は17番のぐいについて行なう。 千葉 ● ゲージ ○ 土圧計 25 24 23 22 ストレーンゲージ 12.000 土圧計取り付け位置 <table><tr><th>標 高</th><th>柱 状 図</th><th>地 質 名</th><th>N 値</th></tr><tr><td>AP+200</td><td></td><td></td><td>0 10 20 30</td></tr><tr><td>- 4.79</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>- 9.04</td><td></td><td>シルト質細砂</td><td></td></tr><tr><td>- 9.49</td><td></td><td>シルト混じり砂質シルト</td><td></td></tr><tr><td>-19.34</td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td></tr><tr><td>-29.29</td><td></td><td>中砂</td><td></td></tr><tr><td>-34.29</td><td></td><td>シルト混じり細砂</td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td>シルトの土層細砂と粘土質</td><td></td></tr></table>				標 高	柱 状 図	地 質 名	N 値	AP+200			0 10 20 30	- 4.79				- 9.04		シルト質細砂		- 9.49		シルト混じり砂質シルト		-19.34		シルト質粘土		-29.29		中砂		-34.29		シルト混じり細砂				シルトの土層細砂と粘土質					
				標 高	柱 状 図	地 質 名	N 値																																				
AP+200			0 10 20 30																																								
- 4.79																																											
- 9.04		シルト質細砂																																									
- 9.49		シルト混じり砂質シルト																																									
-19.34		シルト質粘土																																									
-29.29		中砂																																									
-34.29		シルト混じり細砂																																									
		シルトの土層細砂と粘土質																																									
橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	698.6m	下 部 (基礎)	基礎形式	スパイラル鋼管ぐい																																					
	諸 元 部	幅 員 形 式 重 量 設計震度	16.75m 鋼製箱げた形式 $K_H =$ $K_V =$		根 入 長 断 面 重量(土,水) 剛 性 ぐい本数 設計震度	$\phi 609mm$ 36本 $K_H =$ $K_V =$																																					
橋 梁	下 部	上部からの死 荷重 脚 柱 形 式 脚 柱 長 脚 柱 断 面 脚 柱 重 量	中空重力式 11.9m $8.4m \times 2.37m$	参 考 文 献																																							
	諸 元 部	上部からの死 荷重 脚 柱 形 式 脚 柱 長 脚 柱 断 面 脚 柱 重 量	中空重力式 11.9m $8.4m \times 2.37m$																																								
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	首都国道工事事務所																																									
	設 計 計 算 書	首都国道工事事務所																																									
	土 質 調 査 書	首都国道工事事務所																																									

加振方法		10 t 型起振機		橋梁		関東地方建設局 首都国道工事事務所		引用		新小松川大橋基礎ぐい 試験報告書その 1		分類		24-1	
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告沿				番号			
試	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 P (t)	備考			
				位置	加速度 α (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
試験結果表	1	8.8	0.142			4.55×10^{-2}					$2.5f^2$	振動増加時			
	2	8.2	0.146			8.35×10^{-2}					$5.0f^2$	〃			
	3	8.3	0.142			9.99×10^{-2}					$7.5f^2$	〃			
	1	8.5	0.165			4.55×10^{-2}					$2.5f^2$	振動減少時			
	2	7.9	0.153			8.55×10^{-2}					$5.0f^2$	〃			
	3	8.0	0.156			9.90×10^{-2}					$7.5f^2$	〃			
平均		8.28	0.150	h の求め方		共振曲線から		平均							
試験結果図	共振曲線					モード・土圧・K 値図					その他				
															

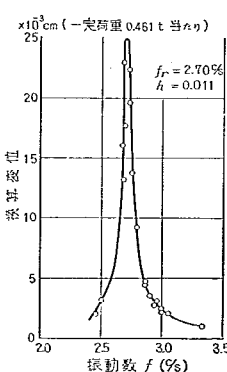
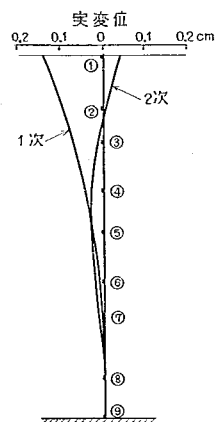
橋 名		新 小 松 川 大 橋	試験対象	P ₆ 基礎工(2本組ぐい)		試験実施機関	建設省関東地建			
(ルート)		(国道14号)	基礎形式	鋼管ぐい		実 施 年 月	S.43.2			
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図						標 高	柱状図	地質名	N 値	
						AP+2.00			0 10 20 30	
						- 4.73				
						- 9.04	シルト質砂			
						- 9.49	シルト混じり砂質シルト			
						-19.34				
						-29.29	シルト質粘土			
						-34.29	中砂			
							シルト混じり細砂			
							シルトの土層 細砂と粘土質			
橋 梁 部	上 部	橋 長 (径間)	698.6m		下 部 (基 礎)	基 礎 形 式	スパイラル鋼管ぐい			
		幅 員	16.75m			根 入 長	36m			
		形 式	鋼製箱げた形式			断 面	φ609mm			
	下 部	重 量				重量(土,水含む)				
		設 計 震 度	K _H = K _V =			剛 性				
		上部からの死荷重				ぐい本数	36本			
		脚 柱 形 式	中空重力式			設 計 震 度	K _H = K _V =			
諸 元 部	脚 柱 長	11.9m								
	脚 柱 断 面	8.4×2.37m								
	脚 柱 重 量									
参考資料所在	設 計 図 面	首都国道工事事務所				参 考 文 献				
	設 計 計 算 書	首都国道工事事務所								
	土 質 調 査 書	首都国道工事事務所								

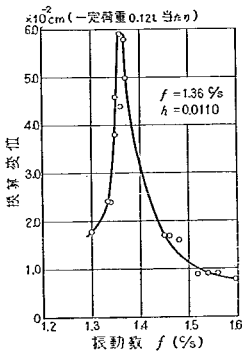
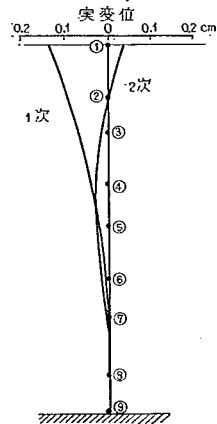
加振方法		10 t 型起振機		橋梁		首都国道工事事務所		引用		新小松川大橋基礎ぐい 試験報告書その1		分類	
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告書				番号	
試	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 係 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考	
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)					
験 結 果 表	1	12.2	0.43			0.154					2.5 f^2	振動増加時	
	2	12.7	0.323			0.274					5.0 f^2	振動増加時	
	3	11.5	0.291			0.353					7.5 f^2	振動増加時	
	1	13.3	0.346			0.157					2.5 f^2	振動減少時	
	2	13.0	0.335			0.271					5.0 f^2	振動減少時	
	3	11.7	0.291			0.365					7.5 f^2	振動減少時	
	平均	12.4	0.336	h の求め方	共振曲線から			平 均					
	共 振 曲 線				モ ー ド・土 圧・K 値 図				そ の 他				
	試 験 結 果 図												

橋 名		四 徳 大 橋		試験対象	右岸固定橋脚	試験実施機関	建設省中部地建
(ルート)		(県道松川—松除線)		基礎形式	フーチング	実 施 年 月	S.41
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図 							
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	203.6m	下 部 (基 礎)	基 礎 形 式	フーチング	
	幅 員	5.5m	根 入 長		3.50m		
	形 式	トラスドラングーゲた	断 面 重量 (土水 含む)		$P_F 10 \times 20m$ $P_M 16 \times 20m$		
	重 量		剛 性				
諸 元	設 計 震 度	$K_H=0.3$ $K_V=0.1$		設 計 震 度	$K_H=$	$K_V=$	
	下	上部からの死荷重					
	脚 柱 形 式	鉄骨鉄筋コンクリート					
	脚 柱 長	$P_F=48.5m$ $P_M=47.5m$					
	脚 柱 断 面	7.0×0.9m					
	脚 柱 重 量						
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	小波ダム工事事務所			参 考 文 献		
	設 計 計 算 書						
	土 質 調 査 書						

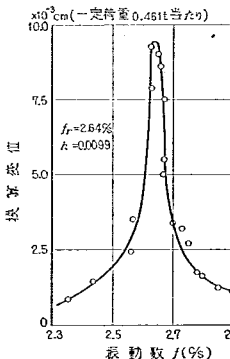
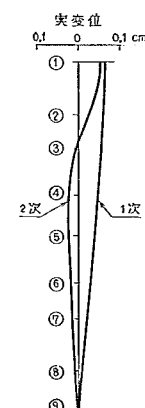
加振方法		40 t 型起振機		橋梁		長野県伊那建設事務所		引用		昭和41年度四徳大橋橋脚振動実験報告書		分類		18-1	
加振方向		橋軸方向		管轄		報告書						番号			
試	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 P (t)	備考			
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
試験結果表		1.99	0.0125	①		0.130						1次			
		1.99	0.0100	③		—						1次			
		—	—	⑤		0.025						1次			
		—	—	⑦		0.019						1次			
		—	—	⑨		0.000						1次			
		7.44	0.0118	①		0.030						2次			
		7.40	0.0101	③		-0.008						2次			
		7.44	0.0169	⑤		-0.013						2次			
		7.44	0.0064	⑦		-0.007						2次			
		7.44	0.0151	⑨		-0.001						2次			
1次 2次	1.99 7.42	0.0115 0.0110	h の求め方		共振曲線から		平均								
共振曲線						モー・ド・土・圧・K 値 図						その他			
												SMAC B-2 型強震計による強 震観測実施中			

橋 名		四 德 大 橋	試験対象	右岸固定橋脚	試験実施機関	建設省中部地建
(ルート)		(県道松川—松除線)	基礎形式	フーチング	実 施 年 月	S.41
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図						
		単位 (mm) 右岸側 左岸側 単位:mm 右岸側 左岸側 MOBILE PIER				
橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	203.6m	基礎形式	フーチング	
	下 部	幅 員	5.5m	根 入 長	3.50m	
諸 元	上 部	形 式	トラスドラングーげた	断 面	$P_F 10 \times 20m$ $P_M 16 \times 20m$	
	下 部	重 量		重量(土水含む)		
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	小沢ダム工事事務所	設計震度	$K_H=0.3$ 、 $K_V=0.1$	剛 性	
	設 計 計 算 書		上部からの死荷重		設計震度	$K_H=$ $K_V=$
参 考 文 献	脚 柱 形 式	鉄骨鉄筋コンクリート	土質調査書			
	脚 柱 長	$P_F 48.5m$ 、 $P_M 47.5m$				
	脚 柱 断 面	$7.0 \times 0.9m$				
	脚 柱 重 量					

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		長野県伊那建設事務所		引用		昭和41年度四徳大橋橋脚振動実験報告書		分類	
加振方向		橋軸直角方向		管轄		報告書		番号		18-II			
試	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 P (t)	備考	
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)					
試験結果表		2.70	0.0110	①		-0.191						1次	
		2.70	0.0100	③		-0.097						1次	
		2.69	0.0100	⑤		-0.111						1次	
		2.69	0.0110	⑦		-0.087						1次	
		—	—	⑨		0.000						1次	
		7.30	0.0130	①		0.048						2次	
		7.30	0.0096	③		0.004						2次	
		7.22	0.0110	⑤		-0.005						2次	
		7.22	0.0118	⑦		-0.004						2次	
		—	—	⑨		0.000						2次	
1次 2次		2.70 7.26	0.0104 0.0116	h の求め方		共振曲線から		平均					
共振曲線						モード・土圧・K 値図						その他	
												SMACB-2 型 強震計による強震 観測実施中	

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		長野県伊那建設事務所		引用		昭和41年度四徳大橋橋脚振動実験報告書		分類		18-Ⅲ	
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号			
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)		共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考				
				位置	加速度 a (gal)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)								
		1.360.0110		①	-0.130						1次				
		1.360.0129		③	-0.058						1次				
		1.340.0165		⑤	-0.029						1次				
		—		⑦	-0.010						1次				
		—		⑨	0.000						1次				
		5.860.0128		①	0.041						2次				
		5.860.0128		③	-0.015						2次				
		5.820.0162		⑤	-0.026						2次				
		5.820.0163		⑦	-0.013						2次				
		5.860.0103		⑨	0.000						2次				
1次 2次	1.360.0129 5.840.0128	h の求め方		共振曲線から		平均									
共振曲線						モード・土圧・K 値 図						その他			
												SMACB-2 型 強震計による強震 観測実施中			
試験結果図															

橋 名		四 徳 大 橋	試験対象	左岸可動橋脚	試験実施機関	中 部 地 建
(ルート)		(県道松川—松除線)	基礎形式	フーチング	実 施 年 月	S.41
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図						
橋 梁 諸 元	上 部	橋 長 (径間)	203.6m	下 部 (基 礎)	基礎形式	フーチング
	部	幅 員	5.5m		根 入 長	3.50m
部	形 式	トラスドランガーげた			断 面	$P_F 10 \times 20m$ $P_M 16 \times 20m$
	重 量				重量(土水含む)	
元	設 計 震 度	$K_H=0.3$ $K_V=0.1$			剛 性	
	上 部 からの死荷重				設 計 震 度	$K_H=$ $K_V=$
部	脚 柱 形 式	鉄骨鉄筋コンクリート		部 (基 礎)		
	脚 柱 長	$P_F=48.5m$, $P_M=47.5m$				
部	脚 柱 断 面	$7.0 \times 0.9m$				
	脚 柱 重 量					
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	小渋ダム工事事務所	参 考 文 献			
	設 計 計 算 書					
	土 質 調 査 書					

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		長野県伊那建設事務所		引用		昭和41年度四徳大橋橋脚振動実験報告書		分類		18-N	
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告書				番号			
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考			
		位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)									
		2.64	0.0099	①		0.066						1次			
		2.64	0.0085	③		0.059						1次			
		2.62	0.0164	⑤		0.029						1次			
		2.63	0.0152	⑦		0.018						1次			
	—	—	⑨		0.001							1次			
	7.24	0.0124	①		0.055							2次			
	7.24	0.0097	③		-0.002							2次			
	7.24	0.0138	⑤		-0.016							2次			
7.14	0.0168	⑦		-0.011							2次				
—	—	⑨		0.000							2次				
1次 2次	2.63 7.24	0.0113 0.0128	h の求め方	共振曲線から		平均									
共振曲線				モード・土圧・K 値図				その他							
試験結果図									SMACB-2 型 強震計による強震 観測実施中						

橋 名		底 沢 橋	試験対象		P ₃ 橋脚	試験実施機関	土研・耐震調査室																		
(ルート)		(中央高速道)	基礎形式	直接基礎		実 施 年 月	S.42.10																		
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図																									
			<table><tr><th colspan="3">計器の諸元</th></tr><tr><th>計器の内容</th><th>● 3成分 加速度計</th><th>▲ 速度計</th></tr><tr><td>型 式</td><td>電 磁 式</td><td>電磁式</td></tr><tr><td>記 号</td><td>TM-3A</td><td>MTDH-1C</td></tr><tr><td>固有周波数</td><td>3%</td><td>1%</td></tr><tr><td>測定周波数</td><td>0.3~30%</td><td>0.1~10%</td></tr><tr><td>感 度</td><td>4 mm/gal</td><td>0.2 klt/line</td></tr></table> 単位 (mm)					計器の諸元			計器の内容	● 3成分 加速度計	▲ 速度計	型 式	電 磁 式	電磁式	記 号	TM-3A	MTDH-1C	固有周波数	3%	1%	測定周波数	0.3~30%	0.1~10%
計器の諸元																									
計器の内容	● 3成分 加速度計	▲ 速度計																							
型 式	電 磁 式	電磁式																							
記 号	TM-3A	MTDH-1C																							
固有周波数	3%	1%																							
測定周波数	0.3~30%	0.1~10%																							
感 度	4 mm/gal	0.2 klt/line																							
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	327.653m	下 部 (基 礎)	基礎形式	直接基礎																			
		幅 員	11.9m		根 入 長	11m																			
		形 式	3径間+2径間連続トラス		断 面	22m×14m																			
		重 量	1,336.2 t		重量(土水含む)																				
		設計震度	K _H =0.2 K _V =0.1		剛 性																				
諸 元	下	上部からの死荷重	1,336.2 t	設計震度	K _H =0.2, K _V =0.1																				
		脚 柱 形 式	鉄骨鉄筋コンクリート躯体																						
		脚 柱 長	485m																						
		脚 柱 断 面	5m×9.7m																						
		脚 柱 重 量																							
参考資料所在	設計図面	道路公団	参考文献																						
	設計計算書	道路公団																							
	土質調査書	道路公団																							

加振方法		15 t 型起振機		橋梁		道路公団八王子建設局相模湖工事事務所		引用		土木研究所資料第 346 号 底床橋脚振動試験報告		分類		21-Ⅱ・Ⅲ			
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号					
試験結果表	Test No.	共振数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考					
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)									
	L-2	0.758		3A ₃	6.40	0.282					0.87	強制振動					
	L-3	0.764		3A ₃	6.98	0.302					0.87	強制振動					
	L-3D1	0.768	0.00706	V ₁								自由振動					
	L-3D2	0.768	0.00699	V ₁								自由振動					
	L-3D3	0.768	0.00750	V ₁								自由振動					
	R-2	0.767	0.00618	V ₁	3.45	0.15						ロケット 1 次					
	R-2	4.62	0.007	V ₁	2.80	0.0033						ロケット 2 次					
平均		0.768	0.007	h の求め方		共振曲線から		平均									
共振曲線						モード・土圧・K 値図						その他					

橋 名 (ル-ート)	底 沢 橋 (中央高速道)	試験対象 P ₃ 橋脚		試験実施機関 実 施 年 月	土研・耐震調査 室 S. 42. 10
		基礎形式	直接基礎		

試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図

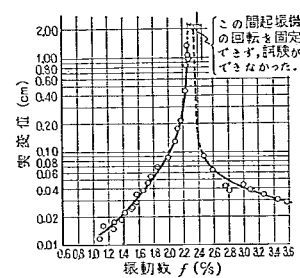
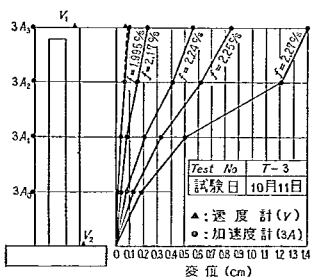
計器の諸元

計器の内容	・3 成力 加速度計	▲ 速度計
型 式	電 磁 式	電磁式
記 号	T M-3 A	MIDH-1 C
固有周波数	3.9%	1.9%
測定周波数	0.3~30%	0.1~10%
感 度	4 mm/gal	0.2 V/gal

単位 (mm)

橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	327.653m	下 部 (基 礎)	基礎形式	直接基礎
	下	幅 員	11.9m		根 入 長	11m
諸 元	上	形 式	3 径間 + 2 径間連続トラス		断 面	22×14.0m
	下	重 量	1,336.2 t		重量 (土水 含む)	
部	上	設 計 震 度	$K_H=0.2$ $K_V=0.1$		剛 性	
	下	上部からの死 荷重	1,336.2 t		設 計 震 度	$K_H=0.2$ $K_V=0.1$
部	上	脚 柱 形 式	鉄骨鉄筋コンクリート造			
	下	脚 柱 長	48.5m			
部	上	脚 柱 断 面	5m×9.7m			
	下	脚 柱 重 量				

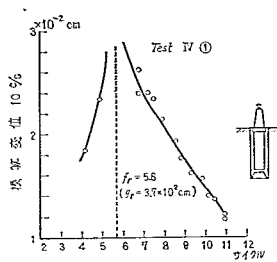
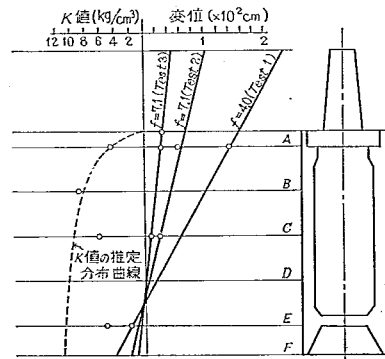
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	道路公団	参 考 文 献
	設 計 計 算 書	道路公団	
	土 質 調 査 書	道路公団	

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		道路公団八王子建設局相模湖工事事務所		引用		土木研究所資料第 346 号底沢橋脚振動試験報告書		分類		21-1																																																																																			
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告書				番号																																																																																					
試験結果表	Test No.	共振数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考																																																																																					
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)																																																																																									
	T-3	2.27		3A ₃	284	1.40					5.89	強制振動																																																																																					
	T-4	2.25		3A ₃	190	0.948					5.79	強制振動																																																																																					
	T5D ₁	2.38	0.0106	V ₁								自由振動																																																																																					
T5D ₂	2.38	0.0104	V ₂								自由振動																																																																																						
平均		2.32	0.0105	h の求め方		自由振動記録		平均																																																																																									
共振曲線																モード・土圧・K 値図																その他																																																																	
 この間起振機 の回転を固定 せず、試験が いかなかった。 <table><tr><td>Test No.</td><td>T-3</td></tr><tr><td>試験日</td><td>10月11日</td></tr><tr><td>計器番号</td><td>83</td></tr><tr><td>位置</td><td>3A₃</td></tr></table>																Test No.	T-3	試験日	10月11日	計器番号	83	位置	3A ₃	 Test No. T-3 試験日 10月11日 ▲: 速度計 (V) ●: 加速度計 (3A) <table><tr><th>名位置における変位 (cm)</th><th>2.27</th><th>2.25</th><th>2.24</th><th>2.17</th><th>1.95</th></tr><tr><td>V₁</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>0.0722</td></tr><tr><td>3A₃</td><td>1.337</td><td>0.831</td><td>0.547</td><td>0.2181</td><td>0.0870</td></tr><tr><td>3A₂</td><td>1.212</td><td>0.615</td><td>0.400</td><td>0.1490</td><td>0.0604</td></tr><tr><td>3A₁</td><td>0.503</td><td>0.321</td><td>0.205</td><td>0.0749</td><td>0.0335</td></tr><tr><td>3A₀</td><td>0.182</td><td>0.119</td><td>0.069</td><td>0.0227</td><td>0.00791</td></tr><tr><td>V₂</td><td>5.29×10⁻³</td><td>3.08×10⁻³</td><td>1.797×10⁻³</td><td>5.06×10⁻⁴</td><td>1.03×10⁻⁴</td></tr></table>																名位置における変位 (cm)	2.27	2.25	2.24	2.17	1.95	V ₁	—	—	—	—	0.0722	3A ₃	1.337	0.831	0.547	0.2181	0.0870	3A ₂	1.212	0.615	0.400	0.1490	0.0604	3A ₁	0.503	0.321	0.205	0.0749	0.0335	3A ₀	0.182	0.119	0.069	0.0227	0.00791	V ₂	5.29×10 ⁻³	3.08×10 ⁻³	1.797×10 ⁻³	5.06×10 ⁻⁴	1.03×10 ⁻⁴																
Test No.	T-3																																																																																																
試験日	10月11日																																																																																																
計器番号	83																																																																																																
位置	3A ₃																																																																																																
名位置における変位 (cm)	2.27	2.25	2.24	2.17	1.95																																																																																												
V ₁	—	—	—	—	0.0722																																																																																												
3A ₃	1.337	0.831	0.547	0.2181	0.0870																																																																																												
3A ₂	1.212	0.615	0.400	0.1490	0.0604																																																																																												
3A ₁	0.503	0.321	0.205	0.0749	0.0335																																																																																												
3A ₀	0.182	0.119	0.069	0.0227	0.00791																																																																																												
V ₂	5.29×10 ⁻³	3.08×10 ⁻³	1.797×10 ⁻³	5.06×10 ⁻⁴	1.03×10 ⁻⁴																																																																																												

橋 名		吉 田 大 橋	試験対象	橋脚 P ₃ (M. F)	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(国道1号線)	基礎形式	ケーソン	実施年月	S.33.12
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図 単位 m						
橋 梁	上 部	橋 長 (径間) 幅 員 形 式 重 量	270.2m(÷45+60+45+32+30+28+26) 22m(=3.5+15+3.5) 3径間連続格子箱, 4径間単純格子 3径間4,236 t, 4径間3,627 t	下 部	脚 柱 天 端 断面 $b_2 \times c_2$	22.0 × 1.7
	諸 元	井 筒 根 入 長 井 筒 断 面 井 筒 重 量 井 筒 軸 方 向 脚 柱 長 ℓ_2	$\ell_1 = 21.2\text{m}$ 2基 × 6.5m (外径) 2基 × 1,165 = 2,330 t 2基 × 154 × 10 ⁶ t—m ² 7.77m		脚 柱 重 量 脚 柱 軸 方 向 上 部 からの 死 荷 重 設 計 震 度	710 t 47.9 × 10 ⁶ t—m ² 558 t + 499 t = 1,057 t $K_H = \quad K_V =$
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面		参 考 文 献	豊橋工事事務所 (パンフレット) 吉田大橋工事概要		
	設 計 計 算 書			2WCEE 福岡 田原 高田		
	土 質 調 査 書			第3回土木学会 地震工学研究発表会1959 土木技術資料 Vol.1 No.6 1959		

加振方法		小型起振機		橋梁		建設省中部地方建設局豊橋工事事務所		引用		土研資料 吉田大橋の設計および 試験 昭和33年3月		分類	01-Ⅱ
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号	
試 験 結 果 表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 F (t)	最大加速度 71.5gal ($f=9c/s$)	
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)					
	1	6.55	0.123	地A	8.8	0.0052					2.5		
	2	6.6	0.102	地A	7.2	0.0043					2.5		
	3	6.5	0.108	地A	7.5	0.0045					2.4		
	4	6.4	0.098	地A	6.8	0.0042					2.4		
	5	6.4	0.106	地A	6.8	0.0042					2.4		
	6	6.7	0.083	地A	7.6	0.0043					2.6		
	7	6.7	0.140	頂加	21.8	0.0123					2.6		
	8	6.1	0.101	頂加	42.5	0.0286							
	平均	6.5	0.108	*hの求め方		(a)共振曲線から		平均	2~4				
試 験 結 果 図													
共振曲線						モード・土圧・K 値図						その他	
Test No. 1 $f_r = 6.55\%$ $h = 0.123$						土圧分布 土圧 $\times 10^3$ (kg/cm²) モード $\times 10^3$ cm $K = 2 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$						電磁式地震計による地震観測実施中	

橋 梁 名		駿 河 大 橋		試験対象	11号橋脚 (F)	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(国道1号線)		基礎形式	ケーソン	実施年月	S.35.8, 9
試験対象概略図・土質図 (N値)・計器配置図							
		○ 土圧計 ⊗ 加速度計 ⊙ 間引き水圧計					
橋 梁	上	橋 長 (径間)	587m (=36.8+11@46.6'+36.8)m	下	脚柱天端断面	11.5×1.6m	
	部	幅 員	11.5m		脚 柱 重 量	361 t	
諸 元	部	形 式	吊りげたを有する3径間連続鋼プレートガーダげた		脚柱軸方向EI	$3.2 \times 10^7 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	
	部	重 量	約1,420 t (3径間分)		上部からの死荷重	約420 t	
参 考 資 料 所 在	下	井筒根入長	$\ell_1=15\text{m}$	部	設 計 震 度	$K_H=$ $K_V=$	
	部	井筒断面	16m×5.6m				
参 考 文 献	部	井筒重量	2,040 t (水670 t含む)				
	部	井筒軸方向EI	$2.7 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$				
参 考 資 料 所 在	部	脚柱長 ℓ_2	5,344m				
	部						
参 考 資 料 所 在	部	設 計 図 面		参 考 文 献	中部地建 静岡工事		
	部	設 計 計 算 書			駿河大橋工事概要		
参 考 資 料 所 在	部	土 質 調 査 書			第6回日本道路会議 (S.36)		
	部				高田他: 駿河大橋橋脚振動実験		

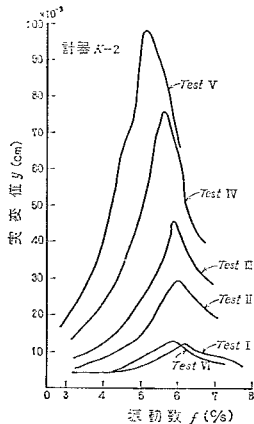
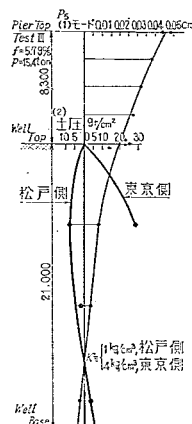
加振方法		大型起振機		橋梁		中部地方建設局 静岡工事事務所		引用 報告書		駿河大橋橋脚 振動試験 土木研究所 S. 36.3		分類	02-1
加振方向		橋軸方向		管轄								番号	
試験結果表	Test No.	共振振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 F (t)	ウェート数 W 枚	
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)					
	I										35.5	24	
	II-①	5.6		加①	33.02	2.67×10^{-2}					9.5	4	
	II-②	5.6		加②	15.46	1.25×10^{-2}					9.5	4	
	III-①	5.4		加①	11.39	0.99×10^{-2}					5.0	0	
	III-②	5.6		加②	6.93	0.56×10^{-2}					5.0	0	
	IV-①	5.6		加①	14.35	1.16×10^{-2}					5.0	0	
	IV-②	5.6		加②	6.55	0.53×10^{-2}					5.0	0	
	平均	5.6	0.08	*hの求め方		(C)高橋氏の方法		平均	約 5				
試験結果図													
共振曲線						モード・土圧・K値図						その他	
												電磁式地震計による地震観測実施中	

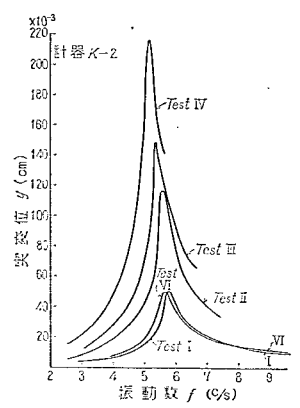
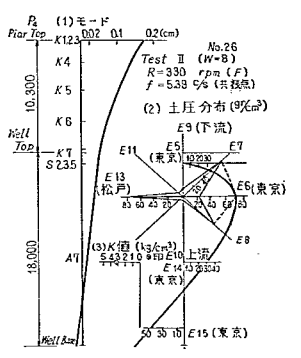
橋 梁 名		安 治 川 橋	試験対象	橋脚 P ₁	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(第二阪神国道)	基礎形式	ケーソン	実 施 年 月	S.36.8
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図						
橋 梁	上	橋 長 (径間)	54+150+54 (取付径間 2 @ 59m + 8 @ 50 + 8 @ 40m)		脚 柱 長	8 m
	部	幅 員	33m (歩道 2 @ 2.5 + 車道 27 + 中央分離帯 1 m)		脚 柱 断 面	13.4 × 2.7 m 2 式
諸 元	下	形 式	上路鋼連続および単純箱げた橋		脚 柱 重 量	300 t
	部	重 量			脚 柱 軸 方 向 EI	28.17 × 10 ⁶ t-m ²
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面			上 部 からの 死 荷 重	K _H = K _V =	
	設 計 計 算 書			設 計 震 度		
参 考 文 献	土 質 調 査 書			第一回 (S.37.11)		
				地震工学国内シンポ		

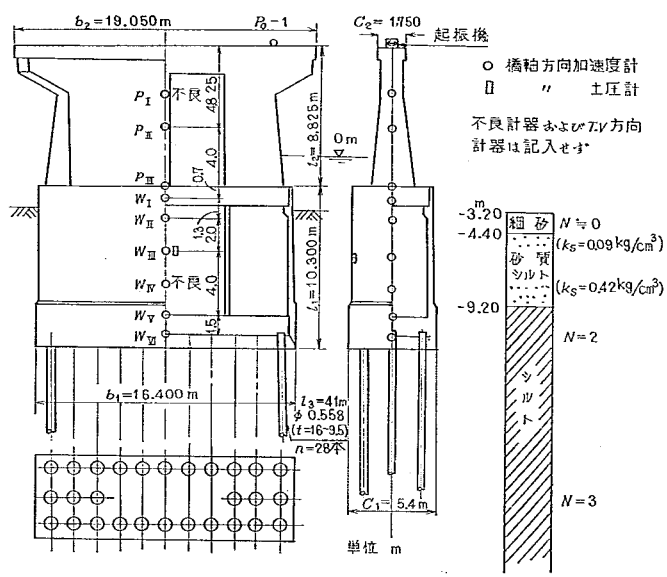
No. 16

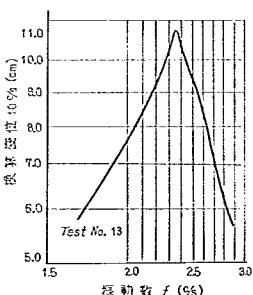
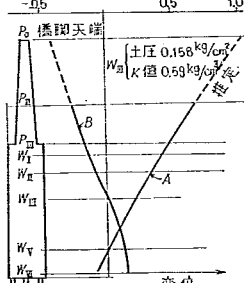
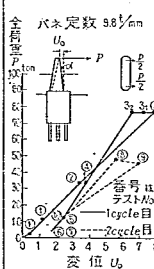
加振方法		中型起振機		橋梁		建設省近畿地方建設局第二阪神国道工事事務所		引用		安治川橋脚振動試験 (土木研究所) S. 37. 3		分類		07- II		
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号				
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 F (t)					
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)								
	B-IV-1	8.89	0.0916	Na. 7	12.80	0.0041	Na. 4	7.6×10^{-3}	1.73 (Na. 16 Test, Na. 2)		9.71					
	B-IV-2	8.82	0.0866	Na. 7	12.05	0.00393	Na. 15	2.1×10^{-2}	2.14 (Na. 19 Test, Na. 2)		9.56					
	B-V-1	8.56	0.0735	Na. 6	25.10	0.0073	Na. 7	1.7×10^{-2}	2.33 (Na. 27 Test, Na. 2)		9.01					
	減衰時	8.38	0.0941	Na. 32	134.2	0.034					8.63					
	平均	8.66	0.0865	h^* の求め方		a) 共振曲線から		平均	約 2							
試験結果図	共振曲線						モー・土圧・K 値 図						その他			
	橋脚天端 NO. 32 (減衰時) (mm) 加速度計 $f_r = 8.5\%$ $h = 0.0872$ 共振動数 f (%)						土圧 K値 K 値 kg/cm² 土圧 g/cm² Scale 1cm/5g/cm² NO. 27, NO. 25, NO. 22, NO. 26, NO. 23 4 C/S, 5, 6, 7						SMAC B-2 型強震計による強震観測実施中			

橋 梁 名		新 葛 飾 橋	試験対象	橋脚 P ₂ (F)	試験実施機関	土研・構造研究室	
(ルート)		(国道6号江戸川バイパス)	基礎形式	ケーソン	実施年月	S.38.7	
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図							
	○ A埋設加速度計 ■ E埋設土圧計 ● K橋脚加速度計 ○ S橋脚変位速度計						
橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	442m(=0.55+4@55+0.9+4@55+0.55)		脚 柱 長	$l_2=8.3\text{m}$	
		幅 員	17.7m(=1.85+14+1.85)			脚 柱 断面	$b_2 \times c_2=17.5\text{m} \times 2.2\text{m}$
	部	形 式	鋼箱4径間連続2連		脚 柱 重量	$W_2=575\text{t}$	
		重 量	3,130 t (4径間分)		脚柱軸方向	$E_2 I_2=40 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	
諸 元	下 部	井筒根入長	$l_1=21\text{m}$		上部からの 死荷重	894.6 t	
		井筒断面	$b_1 \times c_1=14\text{m} \times 8\text{m}$			設計震度	$K_{11}=0.25 \quad K_v=0.1$
		井筒重量 (土含)	$W_1=4,120\text{ t}$				
		井筒軸方向EI	$E_1 I_1=851 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}^2$				
参考資料所在	設 計 図 面	土研, 首都国道		参 考 文 献	土木学会 (S.39)		
	設 計 計 算 書	土研, 首都国道			耐震工学研究発表会		
	土 質 調 査 書				第8回道路会議 (S.40.10)		

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		建設省関東地方建設局首都国道工事事務所		引用		新葛飾橋脚振動試験土木研究所 S. 39.3		分類		10-I
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号		
試 験 結 果 表	Test No.	共振振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 F (t)	備 考		
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)						
試 験 結 果 表	1	6.12	0.118	K ₂	17.6	0.0119	E ₂	0.0083	3.0		4.5			
	2	5.98	0.103	K ₂	41.0	0.0290	E ₂	0.0186	2.5		10.4			
	3	5.91	0.080	K ₂	62.9	0.0456	E ₂	0.029	3.6		16.1			
	4	5.63	0.100	K ₂	94.2	0.0752	E ₂	0.045	2.5		25.4			
	5	5.26	0.099	K ₂	103.0	0.0990	E ₂	0.093	4.9		31.7			
	6	6.00	0.103	K ₂	15.6	0.0110	—	—	—		4.3			
平均		5.8	0.111	*hの求め方		a) 共振曲線から		平均		3.3				
試 験 結 果 図	共振曲線						モード・土 圧・K 値 図						そ の 他	
													埋設計器による地震観測実施中 SMAC B-2 型強震計による強震観測実施中	

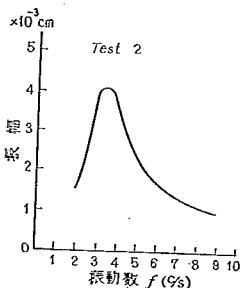
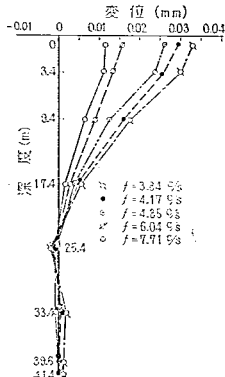
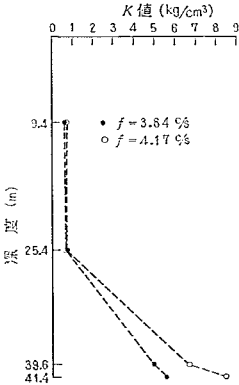
加振方法		40 t 型起振機		橋梁		建設省関東地方建設局 首都圏国道工事事務所		引用		新葛飾橋橋脚振動試験 土木研究所 S. 39. 3		分類		10-II	
加振方向		橋軸方向		管轄		所		報告書				番号			
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 P (t)	備考			
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
	1	5.78	0.0599	天端	65.3	0.0496	E-6	0.039	—	—	4.1				
	2	5.58	0.0504	天端	148.0	0.120	E-6	0.060	7.0	—	9.0				
	3	5.31	0.0689	天端	164.0	0.147	E-6	0.080	3.4	—	13.0				
	4	5.09	0.0485	天端	225.0	0.220	E-6	0.095	7.3	—	21.0				
	5	4.86	—	天端	211.0	0.226	E-6	—	—	—	27.0				
6	5.62	0.0640	天端	60.5	0.0486	E-6	0.025	2.0	—	3.7					
平均	5.55	0.0583	*hの求め方		a) 共振曲線から		平均	4.7							
共振曲線				モード・土圧・K 値図						その他					
										埋設計器による地震観測実施中 SMAC B-2 型強震計による強震観測実施中					

橋 梁 名		平	井	橋	試験対象	P_0 (M)	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(放射第14号線)			基礎形式	ケーソン 鋼管ぐい合成	実施年月	S.40.4
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図								
					単位 m			
橋 梁 部	上	橋 長	616m 主径間56+60+56 側径間12×(27.8~41.4)			下 部	脚 柱 断 面 (天端)	$b_2 \times c_2=19.050 \times 1.750$ m
	幅 員	20m			脚 柱 重 量		475 t	
諸 元	下 部	形 式	ゲルパー式格子鋼げた			脚柱軸方向 EI	鋼管ぐい長・本数	$l_3=41$ m, $n=28$ 本
		死荷重反力 P	1144 t					
		井 筒 長	$l_1=10.3$ m					
		井 筒 断 面	$b_1 \times c_1=16.4$ m×5.4m					
		井 筒 重 量	$W_1=1,121$ t (水545.6 t 含む)					
		井筒軸方向 EI	2.52×10^3 t-m ²			設計震度	$K_H=0.3$ $K_V=0.1$	
		脚 柱 長	$l_2=8.825$ m					
参考資料所在	設計図面	東京都第五建設事務所				参考文献	第8回日本道路会議 第3部会	
	設計計算書	東京都第五建設事務所						
	土質調査書	東京都第五建設事務所						

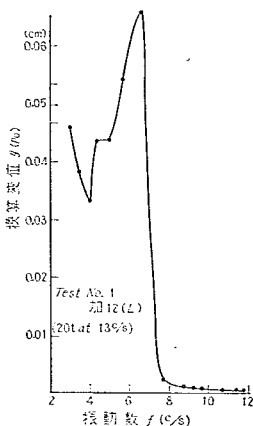
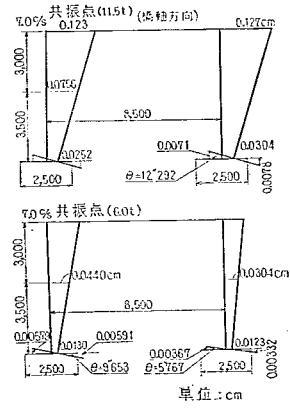
加振方法		低周波共振機		橋梁		東京都		引用		土木研究所資料 151 号 平井橋振動試験報告書 S.41.3		分類		13-I	
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号			
試	Test No.	共振振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地保 係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係 数 E_s (kg/cm ²)	加振力 P (t)	備考			
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
実験結果表	1	2.56	0.113	P II	25.5	0.10	W III	0.015	0.42		4.8				
	2	2.36	0.087		18.8	0.09		0.020	0.67	4.1					
	3	2.46	0.110		42.5	0.18		0.035	0.60	8.9					
	4	2.49	0.112		45.1	0.18		0.040	0.67	9.1					
	5	2.47	0.146		68.6	0.29		0.055	0.51	13.4					
	6	2.44	0.138		64.8	0.28		0.053	0.51	13.1					
	7	2.20			106.6	0.56				28.4					
	8	2.02			80.8	0.50				24.1					
	9	2.38			157.8	0.70	0.158	0.59	33.3						
	10	2.35	0.143		149.5	0.69	0.163	0.61	32.3						
	11	2.30	0.184		115.0	0.55	0.128	0.62	27.2						
	12	2.29	0.139		119.5	0.58	0.130	0.60	27.1						
	13	2.39	0.131		132.5	0.59	0.133	0.66	25.2						
	14	2.39	0.117		90.2	0.40	0.085	0.60	16.8						
	15	2.41	0.164		90.0	0.39	0.085	0.60	17.1						
	16	2.39	0.099		13.0	0.06	0.010	0.50	2.1						
	17	2.39	0.129		12.9	0.06	0.015	0.75	2.1						
平均		2.40	0.129	*hの求め方		a) 共振曲線から		平均値		0.594					
共振曲線						モード・土圧・K値図						その他の (静的試験)			
						Test 9 $f=2.38\%$, $F=33.3t$ Aは P_2 を基準にして位相補正 Bは W_{II} を基準にして位相補正  橋脚天端 土圧 0.158 kg/cm³ K値 0.59 kg/cm³						SMAC B-2 型強震計による強 震観測実施中			
															

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		日本道路公団		引 用		土木研究所資料第 179 号 木曾川橋振動実験 S. 41.4		分類		15-1 ・ II		
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告書				番号				
試 験 結 果 表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 数 E_s (kg/cm ²)	共振時 加振力 F (t)					
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)								
	平均	4.78	0.097	h の求め方		(b)自由振動から		平 均								
試 験 結 果 図	共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他			
	(x10³cm) 実験番号 VI-1 Weight数 6 枚 計器番号 A-9 f_r 4.92 h — g 0.1258 変位 土圧 振動数 f (%) 0 2.5 5.0 変位 (cm) 土圧 (kg/cm³) Pier Top Well Top Well Bottom 変位 土圧 W = 6 枚 $f = 4.92$ c/s $P = 26.7$ ton $K = 1.3 \sim 3.0$ kg/cm³ 自由振動実験の結果 $f_r = 4.78$ c/s $h = 0.097$															

橋 名		刀 水 橋	試験対象	橋脚P ₁	試験実施機関	埼玉県土木部
(ルート)		(大田―熊谷線)	基礎形式	ケーソン	実施年月	S.43.4
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図 8.400 33.000 10.50 450 ● ○ ● ○ ●						

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		埼玉県土木部		引用		刀水橋下部構造振動実験報告書 S.43.6		分類		25-1							
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号									
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm²)	加振力 F (t)	備考									
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm²)													
	2	3.40	0.294	8A1-H	1.57	35.5×10^4															
	2	3.10	0.306	UA1-H	1.73	47.0×10^4															
	2	3.10	0.371	DA1-H	1.42	38.5×10^4															
	平均	3.50	0.25	h の求め方		共振曲線から		平均													
試験結果図	共振曲線						モード・土圧・K 値図						その他								
																					

橋 梁 名		試験対象	橋脚 3号	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		基礎形式	ベントぐい	実施年月	S.35
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図		凡 例 ○: 加速度計 (橋軸方向成分) ▽: 地震計 (橋軸方向成分) ▽: 地震計 (同垂直方向) ◀▶: 測定成分の方向 土 質 表 土 めき混じりシルト めき混じり粘土 めきと混じり粘土 粘 土 N 値 45~50			
		記 号 ○: 加速度計 (橋軸方向成分) ▽: 地震計 (橋軸方向成分) ▽: 地震計 (同垂直方向) ◀▶: 測定成分の方向 凡 例 土 質 表 土 めき混じりシルト めき混じり粘土 めきと混じり粘土 粘 土 N 値 45~50			
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)		柱 寸 法	2-1.7×1.1×6.5m
	下	幅 員 形 式 重 量		天 端 軀体部重量 底面より重心まで EI 設計震度	1.4×16m $W_1=284.5\text{ t}$ $h_1=2.59\text{ m}$ $2.23 \times 10^5\text{ t-m}^2$ $K_H=$ $K_V=$
諸 元 部	下	くい種・本数 くい径・長 EI(くい1本) フーチング寸法	ベント 2×6本=12本 $\phi 1,000\text{ m} \times 127,000\text{ m}$ $1,029 \times 10^5\text{ t-m}^2$ 2-1.7×6×5m		
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面			参 考 文 献	第1回 (S.37.11)
	設 計 計 算 書				地震工学国内シンポジウム
	土 質 調 査 書				岡本: 1号線浜松町付近地震測定 (公同委託研究)

加振方法		大型起振機		橋梁		首都高速道路公団		引用		土木研究所 高架橋脚振動実験報告書 S.36.3		分類		03-1																														
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号																																
試 験 結 果 表	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤 係数 K (kg/cm ²)	換算弾性 係数 E_s (kg/cm ²)	共振時 加振力 F (t)																																	
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)																																				
	9	6.65		天端	200.5	0.115					10.5	加10																																
	9	6.80		〃	211.5	0.116					11.0	加 9																																
平均		7.0	0.186	*hの求め方		a) 共振曲線から		平 均																																				
共 振 曲 線															モ ー ド・土 圧・K 値 図															そ の 他														
																																												

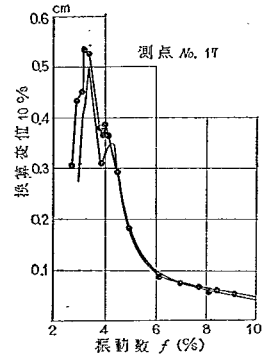
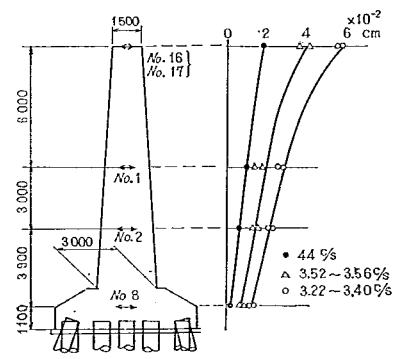
橋 梁 名		倉 敷 川 橋	試験対象	橋脚P ₂ (F. M)	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(国道30号線)	基礎形式	ベノトぐい	実 施 年 月	S. 35. 10
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図						
		深度 単位 m 0 1.3m -2 -3 -46m シルト -13.2 粘土 -17.7 砂 -22 砂れき -23.5 砂れき -26 砂れき -28.5 砂れき N=20 32 60 51 63 23 62 4ヶ所橋軸方向埋設計器15個故障				
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	265m(÷1+87+1+87+1+87+1)		躯体部重量	$W_1=454.5 \text{ t}$
	下	幅 員	8 m		躯体部底面より重心までの長さ	$h_1=2.53 \text{ m}$
諸 元 部	上	形 式	ローゼ 3連		設計震度	$K_H=$ $K_V=$
	下	重 量				
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	土木研究所 (一部)			第一回 (S. 37. 11)	
	設 計 計 算 書				地震工学国内シンポ	
参 考 文 献	土 質 調 査 書				第 6 回日本道路会議 (S. 36)	
					：軟弱地盤ぐい基礎の水平抵抗力に関する実験および考察について	

加振方法		橋梁		引用		分類	
大型起振機		中国地方建設局 岡山工事事務所		倉敷川橋脚振動実験報告書 S.36.3		05-I	
加振方向		管轄		報告書		番号	
橋軸方向							
試 験 結 果 表	Test No.	共振 動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時 加振力 F (t)
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	
	I-1	4.3	—	A	3.7	0.005	2.2 t
	I-2	4.2	0.38	B	6.1	0.009	2.1
	I-3	4.6	0.48	C	12.5	0.015	2.5
	I-4	4.6	0.40	D	20.1	0.024	2.5
	II-1	4.6	0.29	A	19.3	0.023	5.0
	II-2	4.6	0.29	B	24.3	0.029	5.0
	II-3	4.6	0.20	C	39.2	0.047	5.0
	II-4	4.6	0.24	D	47.7	0.057	5.0
平均		4.6	0.33	*hの求め方		(a)共振曲線から	平均
試 験 結 果 図	共振曲線			モード・土圧・K値図			その他

橋 梁 名 (ル ー ト)	後 川 橋 (名四国道)	試験対象 基礎形式	橋脚 P ₂ (M) 鋼管ぐい	試験実施機関 実 施 年 月	土研・構造研究室 S. 36. 7	
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図						
橋 梁 諸 元	上 部	橋 長 (径間) 幅 員 形 式 重 量	91.9m (=0.45+28+35+28+0.45) 14.5m 3径間連続鋼プレートガーダ 鋼管ぐい 6本 × φ750mm × l51.000m EI (ぐい 1本) $0.334 \times 10^5 \text{ t-m}^2$ フーチング寸法 $1.5\text{m} \times 4\text{m} \times 15.5\text{m}$ 天端寸法 $1.4\text{m} \times 1.5\text{m} \times 14.5\text{m}$		下 部	躯体部重量 $W_1 = 305.6 \text{ t}$ 躯体部底面より重心までの長さ $h_1 = 2.05\text{m}$ 設計震度 $K_H = \quad K_V =$
	下 部					
参考資料所在	設 計 図 面	土木研究所 (一部)		参考文献	第1回 (S.37.11) 地震工学国内シンポ 第6回日本道路会議 (S.36) 後川橋の設計と施工	
	設 計 計 算 書					
	土 質 調 査 書					

加振方法		12.5 t 型起振機		橋梁		中部地方建設局名 四国道工事事務所		引 用		後川橋振動実験報告書 S. 38. 3		分類		06- I								
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号										
試 驗 結 果 表	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 数 E_s (kg/cm ²)	共振時 加振力 F (t)	備 考										
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)														
	1	3.64	0.0805	No. 6L	32.2	0.0616						0.52	No. 2 の 1									
	2	3.79	0.114	〃	37.4	0.0660						0.56	2 の 2									
	3	3.57	—	〃	32.7	0.0649						0.50	3 の 1									
	4	3.57	—	〃	33.9	0.0674						0.50	3 の 2									
	5	3.85	—	〃	38.3	0.0655						0.58	4 の 1									
	6	3.85	—	〃	40.1	0.0685						0.58	4 の 2									
	7	3.49	0.109	〃	47.0	0.0977						0.88	7 の 1									
	8	3.60	—	〃	54.4	0.1062						0.93	7 の 2									
	9	3.52	—	〃	46.8	0.0957						0.89	8 の 1									
	10	3.28	—	〃	51.7	0.1216						0.77	8 の 2									
	平均	3.62	0.101	* h の求め方		(a)共振曲線から		平 均	—		—											
共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他										
						<table><tr><td>区 分</td><td>共 振 振動数</td><td>共振力</td></tr><tr><td>⊙</td><td>3.45%</td><td>0.86 t</td></tr><tr><td>△</td><td>3.72%</td><td>0.54 t</td></tr></table>						区 分	共 振 振動数	共振力	⊙	3.45%	0.86 t	△	3.72%	0.54 t		
区 分	共 振 振動数	共振力																				
⊙	3.45%	0.86 t																				
△	3.72%	0.54 t																				

橋 梁 名 (ルート)		庄 内 新 川 橋 (名四国道)		試験対象 基礎形式	橋脚 P ₁₀ 群ぐい	試験実施機関 実 施 年 月	土研・構造研究室 S.37.1
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図							
橋 梁 部	上	橋 長 (径間) 幅 員 形 式 重 量	564.5m ゲルバー	下	部		
	下	基 礎 橋 脚 重 量 ぐ い 設 計 震 度	ぐい (鋼管) 34本 1,701 t $l=15, 18, 21\text{m}, \phi=750\text{mm}$ $K_H= \quad K_V=$				
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面				参 考 文 献	第一回 (S.37.11) 地震工学国内シンポ	
	設 計 計 算 書						
	土 質 調 査 書						

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		建設省中部地方建設局		引 用		庄内新川橋橋脚振動実験報告書(土木研究所)		分類		08— I
加振方向		橋軸方向		管轄		名四国道工事事務所		報告書		S. 37. 3		番号		
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考		
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)						
	4	3.57		天端	15.7	0.031					3.02 t			
	5	3.98		天端	22.05	0.03533					3.75			
	6	3.57		天端	18.5	0.0368					3.02			
	7	3.35		天端	19.4	0.0438					2.66			
	8	3.12		天端	17.0	0.0443					2.3			
	9	3.27		天端	21.9	0.0519					4.21			
	10	3.39		天端	26.2	0.0578					4.62			
	平均	3.465	0.14	h^* の求め方	a) 共振曲線から			平 均						
共 振 曲 線							モ ー ド・土 圧・K 値 図				その他			
														

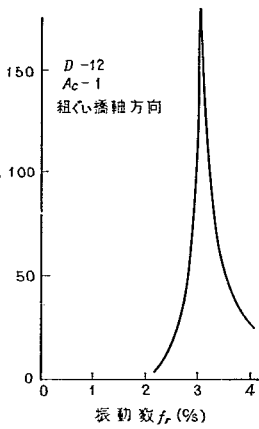
橋 名	信 濃 川 大 橋	試験対象	組ぐい	試験実施機関	新 潟 県
(ルート)	(新潟—亀田—内野)	基礎形式	2本組ぐい	実施年月	S.40.10

試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図

深 度 (m)	柱 状 図	地 質 名	K 値 測定 深 度	K 値										
				0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	N 値				
				10	20	30	40	50	60					
1	粗砂													
2			2.10											
3	中砂		K-2-1											
4			4.10											
5	中砂		4.50											
6			K-2-2											
7	細砂		6.50											
8	中砂													
9	細砂													
10	中砂		10.00											
11	砂質シルト		K-2-3											
12	中砂		12.00											
13			13.00											
14	中砂		K-2-4											
15	砂		15.00											

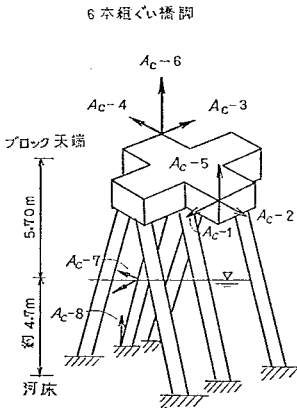
橋 梁	上 部	橋 長 (径間) 幅 員 形 式 重 量 設 計 震 度	$K_H =$ $K_V =$	下 部 (基礎)	基礎形式 根 入 長 断 面 重量(土、水) 剛 性 本 数	2本
	諸 元	上部からの死 荷重 脚 柱 形 式 脚 柱 長 脚 柱 断 面 脚 柱 重 量			設 計 震 度	$K_H =$ $K_V =$

参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	新潟県	参 考 文 献
	設 計 計 算 書	新潟県	
	土 質 調 査 書	新潟県	

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		新潟県		引用		信濃川大橋橋脚振動試験		分類		16-Ⅰ		
加振方向		橋軸，橋軸直角		管轄				報告書		S41.3		番号		Ⅱ		
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤数 K (kg/cm ³)	換算弾性数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考				
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)								
	D-13	3.1~3.15	0.0399	Ac-1		0.427						1.172	組ぐい・橋軸方向			
	D-123	3.0~3.05	0.0399	Ac-4		0.688						1.885	組ぐい・橋軸方向			
	D-101	4.1~4.25	0.0333	Ac-2								2.092	組ぐい・橋軸直角方向			
	D-105	4.1~4.2	0.0304	Ac-4								5.012	組ぐい・橋軸直角方向			
橋軸平均橋直		3.08 4.16	0.0399 0.032	h の求め方		共振曲線から		平均								
試験結果図	共振曲線					モード・土圧・K 値 図					その他					
																

橋 名		信 濃 川 大 橋		試験対象	P ₁₁ 橋脚	試験実施機関	新 潟 県
(ルート)		(新潟—亀田—内野)		基礎形式	6本組ぐい	実 施 年 月	S.40.10

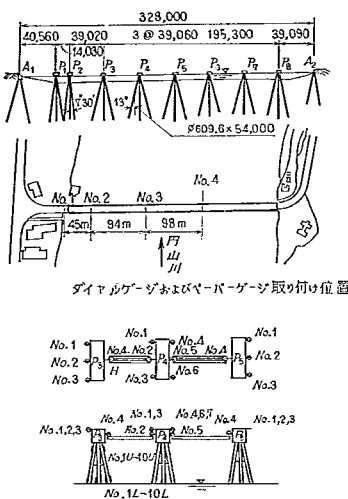
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図

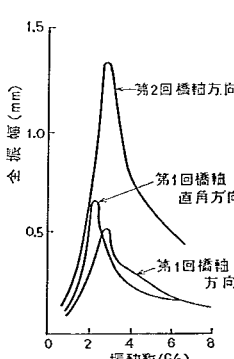


深 度 (m)	柱 状 図	地 質 名	K 値 測定深度	K 値 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 N 値 10 20 30 40 50 60
1		粗 砂		
2			2.10	
3		中 砂	K-2-1	
4			4.10	
5			4.50	
6		中 砂	K-2-2	
7			6.50	
8		細 砂		
9		中 砂		
10		粘土質シルト	10.00	
11		細 砂	K-2-3	
12		中 砂	12.00 13.00	
13				
14		中 砂	K-2-4	
15			15.00	

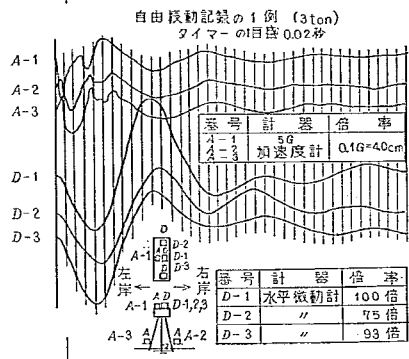
橋 脚 部	上	橋 長 (径間)	617.95m	基 礎 形 式	根 入 長
	下	橋 幅	6.0m		
諸 元	重 量			重 量 (土, 水 含む)	
	設 計 震 度	K _H =	K _V =	剛 性	
参 考 資 料 所 在	上 部 からの死 荷 重			く い 本 数	6 本
	脚 柱 形 式			設 計 震 度	K _H = K _V =
	脚 柱 長				
	脚 柱 断 面				
参 考 文 献	設 計 図 面	新 潟 県			
	設 計 計 算 書	新 潟 県			
	土 質 調 査 書	新 潟 県			

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		新潟県		引用		信濃川大橋橋脚振動試験 S.41.3		分類		16-Ⅲ・Ⅳ		
加振方向		橋軸, 橋軸直角		管轄				報告書				番号				
試験結果表	Test No	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅(最大)			共振時土圧(最大)		地係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考				
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)								
	D101	4.175		Ac-2		1.41					0.120 ^{f²}	橋軸方向				
	D105	4.150		Ac-2		3.22					0.291 ^{f²}	橋軸方向				
	D108	4.075	0.0735	Ac-2		4.95					0.461 ^{f²}	橋軸方向				
	D110	1.680	0.027	Ac-1		1.307					0.461 ^{f²}	橋軸直角方向				
	D114	1.760	0.028	Ac-1		0.373					0.120 ^{f²}	橋軸直角方向				
	橋軸平均橋直		4.133 0.0735 1.720 0.0275	h の求め方		共振曲線から		平均								
	共振曲線															
	モード・土圧・K 値 図															
その他																
試験結果図																

橋 名		港 大 橋	試験対象	P ₃ 橋脚	試験実施機関	兵 庫 県																																																								
(ルート)		(日和山—豊岡)	基礎形式	鋼管斜組ぐい	実 施 年 月	S.41.7																																																								
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図  ダイヤルゲージおよびバーゲージ取り付け位置 <table><thead><tr><th colspan="2">No. 2</th><th colspan="2">No. 3</th></tr><tr><th></th><th>N</th><th></th><th>N</th></tr></thead><tbody><tr><td>0</td><td>0 10 20 30 40</td><td>0</td><td>0 10 20 30 40</td></tr><tr><td>5</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>10</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>15</td><td></td><td>15</td><td></td></tr><tr><td>20</td><td></td><td>20</td><td></td></tr><tr><td>25</td><td></td><td>25</td><td></td></tr><tr><td>30</td><td></td><td>30</td><td></td></tr><tr><td>35</td><td></td><td>35</td><td></td></tr><tr><td>40</td><td></td><td>40</td><td></td></tr><tr><td>45</td><td></td><td>45</td><td></td></tr><tr><td>50</td><td></td><td>50</td><td></td></tr><tr><td>55</td><td></td><td>55</td><td></td></tr></tbody></table>							No. 2		No. 3			N		N	0	0 10 20 30 40	0	0 10 20 30 40	5		5		10		10		15		15		20		20		25		25		30		30		35		35		40		40		45		45		50		50		55		55	
No. 2		No. 3																																																												
	N		N																																																											
0	0 10 20 30 40	0	0 10 20 30 40																																																											
5		5																																																												
10		10																																																												
15		15																																																												
20		20																																																												
25		25																																																												
30		30																																																												
35		35																																																												
40		40																																																												
45		45																																																												
50		50																																																												
55		55																																																												
橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	328m	下 部 (基 礎)	基 礎 形 式	鋼管斜組ぐい																																																								
		幅 員	6.0m		根 入 長																																																									
	形 式	単純プレートガーダ	断 面		φ(外形)609.6×12cm×54.0m																																																									
	重 量		重量(土、水含む)																																																											
	設計震度	K _H = K _V =	剛 性																																																											
諸 元	下 部	上部からの死荷重			くい本数	10本																																																								
		脚柱形式			設計震度	K _H = K _V =																																																								
		脚柱長																																																												
		脚柱断面																																																												
	脚柱重量																																																													
参考資料所在	設計図面	兵庫県	参考文献																																																											
	設計計算書	兵庫県																																																												
	土質調査書	兵庫県																																																												

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		兵庫県土木部 豊岡土木出張所		引 用 報告書		鋼管斜組ぐい橋脚の振 動実験 S. 42. 3		分類 番号		14-V ・ VI	
加振方向		橋軸，橋軸直角方向		管轄											
試 験 結 果 表	Test No	共 振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考			
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)							
	1	4.78	0.09			0.052						橋軸方向 橋軸直角方向 橋軸方向			
	2	4.26	0.09			0.066									
	3	4.81	0.12			0.132									
平均	4.80 4.26	0.105 0.09	h の求め方		共振曲線から		平 均								
試 験 結 果 図	共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他		
													SMAC B-2 型強震計による強 震観測実施中		

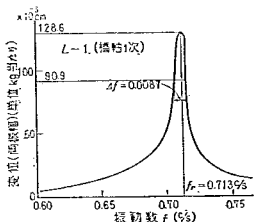
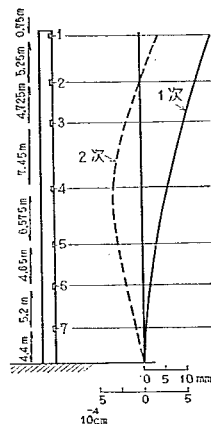
橋 名		港 大 橋	試験対象	P ₃ , P ₄ 橋脚	試験実施機関	兵 庫 県
(ルート)		(日和山-豊岡)	基礎形式	鋼管斜組ぐい	実 施 年 月	S.40.7
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図 328,000 40,560, 39,020, 5 @ 39,080 = 195,300, 39,090 左岸 右岸 鋼管ぐい $\phi 609.6 \times 54.000$ 平面図およびボーリング地点 No.1 No.2 No.3 No.4 45m 94m 98m 丹 山 川 新港大橋 切斷ロッド 水平変位計 加速速度計 水平変位計 ボーリング No. 3						
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	328m	基礎形式	鋼管斜組ぐい	
	下	幅 員	6.0m	根 入 長		
諸 元 部	上	形 式	単純プレートガーダ	断 面	ϕ (外径) 609.6 $\times$ 12mm $\times$ 54.0m	
	下	重 量		重量 (土, 水 含む)		
参 考 資 料 所 在	上	設計図面	兵庫県	剛 性		
	下	設計計算書	兵庫県	ぐい本数	10本	
参 考 文 献	上	土質調査書	兵庫県	設計震度	$K_{II} =$ $K_V =$	
	下					

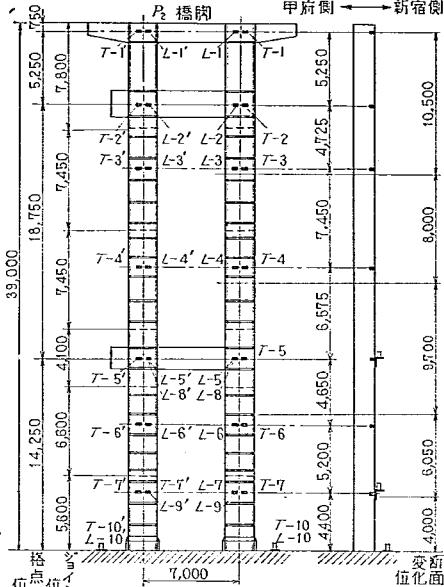
加振方法		ワイヤロープ		橋梁		兵庫県土木部 豊岡土木出張所		引用 報告書		鋼管斜組ぐい橋脚の振 動実験 S.41.3		分類 番号		14-III ・N																					
加振方向		橋軸，橋軸直角方向		管轄																															
試 験 結 果 表	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 係 数 K (kg/cm³)	換算弾性 係 数 E (kg/cm²)	加振力 F (t)	備 考																							
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm²)																											
	1	4.95	0.08			7.8×10^3					1.0	P ₃ 橋軸方向																							
	2	4.67	0.09			8.9×10^3					3.0	P ₃ 橋軸方向																							
	3	4.81	0.15			15.0×10^3					5.0	P ₃ 橋軸方向																							
(P ₃ 橋軸直角方向，P ₄ 橋軸，橋軸直角方向は不明)																																			
	平均	4.81	0.107	h の求め方	自由振動記録から		平 均																												
試 験 結 果 図	共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他																						
							自由振動記録の1例 (3ton) タイマーの1目盛 0.02秒  左岸 ← → 右岸 <table><tr><th>番号</th><th>計 器</th><th>倍 率</th></tr><tr><td>A-1</td><td>5G</td><td></td></tr><tr><td>A-3</td><td>加速度計</td><td>0.1G=40cm</td></tr></table> <table><tr><th>番号</th><th>計 器</th><th>倍 率</th></tr><tr><td>D-1</td><td>水平振動計</td><td>100 倍</td></tr><tr><td>D-2</td><td>"</td><td>75 倍</td></tr><tr><td>D-3</td><td>"</td><td>93 倍</td></tr></table>						番号	計 器	倍 率	A-1	5G		A-3	加速度計	0.1G=40cm	番号	計 器	倍 率	D-1	水平振動計	100 倍	D-2	"	75 倍	D-3	"	93 倍	SMAC B-2 型強震計による強 震観測実施中	
番号	計 器	倍 率																																	
A-1	5G																																		
A-3	加速度計	0.1G=40cm																																	
番号	計 器	倍 率																																	
D-1	水平振動計	100 倍																																	
D-2	"	75 倍																																	
D-3	"	93 倍																																	

橋 名		試 験 対 象	橋 脚 (長崎側)	試 験 実 施 機 関	長 崎 県
(ルート)		基礎形式	鋼管群ぐい	実 施 年 月	S.41.11
佐賀側 試験番号 1~18 試験番号 19~22 長崎側 ● 水平変位計 ○ 垂直 " " △ 水平加速度 ▲ 垂直 "					
橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	225(68.3+87.4+68.3)m	基 礎 形 式	鋼管ぐい
	幅 員	6.0m	形 式	根 入 長	20.5m
諸 元	重 量	601 t	上 路 3 径間連続箱げた橋	断 面	φ 1,500×I 14mm×I 23m
	設 計 震 度	$K_H = \quad K_V =$		重量(土,水含む)	646.9 t
部	上 部からの死荷重	601 t		剛 性	
	脚 柱 形 式	躯体RCラーメン		本 数	
部	脚 柱 長	8.850m		設 計 震 度	$K_H = \quad K_V =$
	脚 柱 断 面				
	脚 柱 重 量				
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	長崎県	参 考 文 献		
	設 計 計 算 書	長崎県			
	土 質 調 査 書	長崎県			

加振方法		自由振動 (ワイヤー・ロープ)		橋梁		長崎県		引用 報告書		福島橋基礎ぐい試験工 事試験報告書 S.42.1		分類 番号		17-1	
加振方向		橋 軸		管轄											
試	Test No.	共 振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 数 E (kg/cm ²)	荷 重 F (t)	備 考			
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)							
試 験 結 果 表	1	1.43	$\frac{0.014}{\sim 0.021}$	天 端	3.7						11.1	載荷途中 で切断			
	3	1.41	$\frac{0.014}{\sim 0.027}$	天 端	6.5	0.093					11.6				
	5	1.45	$\frac{0.014}{\sim 0.027}$	天 端	6.4	0.090					11.7				
	7	1.43	$\frac{0.012}{\sim 0.033}$	天 端	8.5	0.103					12.0				
	9	1.41	$\frac{0.015}{\sim 0.021}$	天 端	—	0.144					19.2				
	11	1.41	$\frac{0.018}{\sim 0.022}$	天 端	13.8	0.190					23.7				
	13	1.41	$\frac{0.014}{\sim 0.024}$	天 端	12.9	0.193					23.8				
	15	1.41	$\frac{0.017}{\sim 0.030}$	天 端	13.4	0.200					22.4				
	17	1.39	$\frac{0.012}{\sim 0.035}$	天 端	13.6	0.192					24.9				
	19	1.39	$\frac{0.016}{\sim 0.033}$	天 端	9.8	0.120					16.3				
平均		1.414	0.021	h の求め方		自由振動記録から		平 均							
試 験 結 果 図	共 振 曲 線					モ ー ド・土 圧・K 値 図					そ の 他				
	推定共振曲線 (タイ頭において) ばね定数 $K=7150 \text{ kg/cm}$ 減衰定数 $h=0.03, 0.04, 0.05$ 質量 $M=218 \text{ kg} \cdot \text{sec/cm}$ 水平荷重 $P=30 \text{ t/本}$														

橋 名		横 吹 橋		試験対象	P ₂ 橋脚	試験実施機関	道路公団
(ルート)		(中央高速道)		基礎形式	深礎ぐい	実 施 年 月	S.43.2
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図							
		Δ — 2g型加速度計 ($\frac{1}{1} \sim \frac{7}{7}$) T — 橋軸直角方向測定点 $\square$ — 低域加速度計 ($\frac{8}{8} \sim \frac{10}{10}$) L — 橋軸方向測定点					
橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	19.3m(6.0+6.0+7.2+0.5×2)	下 部 (基礎)	基礎形式	深礎ぐい	
	部	幅 員	11.90m		根 入 長	15m	
諸 元	部	形 式	3径間連続デッキトラス橋		断 面	$\phi 2.5\text{m} \times 15\text{m}$	
	部	重 量			重量(土水含む)		
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	道路公団	参 考 文 献		剛 性	$K_H =$ $K_V =$	
	設 計 計 算 書	道路公団					
参 考 資 料 所 在	土 質 調 査 書	道路公団	参 考 文 献		設計震度	$K_H =$ $K_V =$	

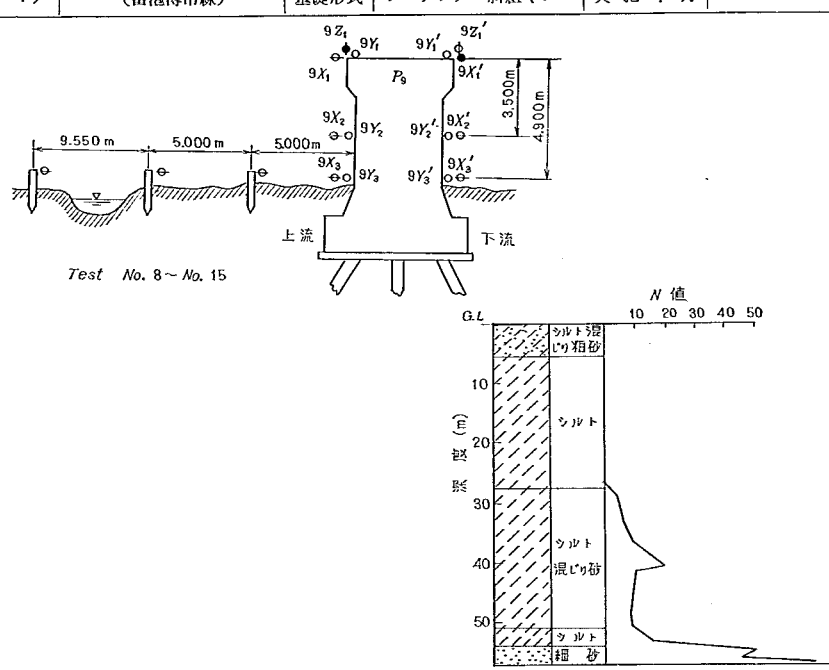
加振方法		起振機(5 t), 推力 2 t ロケット		橋梁		引用		橋次橋の振動実験なら びに動的耐震解析		分類		
加振方向		橋軸方向		管轄		報告書				番号		
試 験 結 果 表	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 係 数 K (kg/cm ²)	換算弾性 係 数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)				
	223	0.713	4.6×10^{-3}	T-1	155.8	7.84					0.061	橋軸方向 1 次
	223	0.713		T-5	35.6	1.79					0.061	橋軸方向 1 次
	223	0.713		T-8	39.4	1.98					0.061	橋軸方向 1 次
	180	4.670	1.15×10^{-2}	T-1	116.9	00.136					0.175	橋軸方向 2 次
	180	4.670		T-2	15.5	00.018					0.175	橋軸方向 2 次
	180	4.670		T-3	-80.0	-0.098					0.175	
	180	4.670		T-4	-200.5	-0.233					0.175	
	180	4.670		T-5	-159.4	-0.185					0.175	
	180	4.670		T-6	-127.8	-0.148					0.175	
	180	4.670		T-7	-40.0	-0.046					0.175	
	1 次 2 次	0.713 4.670	0.0046 0.0115	h の求め方	共振曲線から		平 均					
試 験 結 果 図	共 振 曲 線					モ ー ド・土 圧・K 値 図					そ の 他	
												

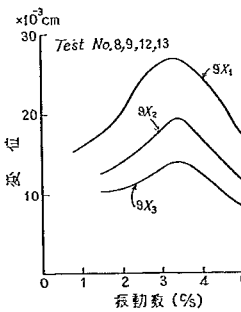
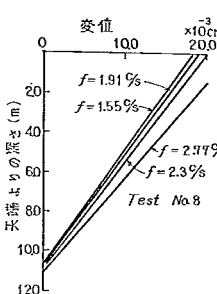
橋 名		横 吹 橋	試験対象	P ₂ 橋脚	試験実施機関	道 路 公 団
(ルート)		(中央高速道)	基礎形式	深礎ぐい	実 施 年 月	S.43.2
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図		 ■ — 2g型加速度計 (1~7) □ — 低域加速度計 (8~10) T — 橋軸直角方向測定点 L — 橋軸方向測定点				
		橋 長 (径間) 19.3m(6.0+6.0+7.2+0.5×2) 幅 員 11.90m 形 式 3径間連続デッキトラス橋 重 量 設 計 震 度 K_H= K_V= 上部からの死 荷 重 脚 柱 形 式 鋼製ラーメン橋脚 脚 柱 長 39.0m 脚 柱 断 面 脚 柱 重 量				
橋 梁 部		基 礎 形 式 深礎ぐい 根 入 長 15m 断 面 重量(土,水含む) 剛 性 φ2.5m×15m 設 計 震 度 K_H= K_V=		下 部 (基 礎)		
参 考 資 料 所 在		設 計 図 面	道路公団	参 考 文 献		
		設 計 計 算 書	道路公団			
		土 質 調 査 書	道路公団			

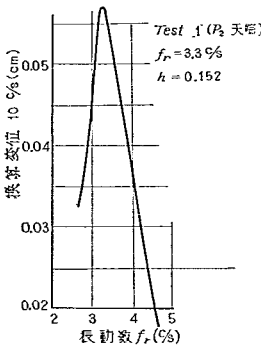
加振方法		5 t 型起振機		橋梁		道路公団八王子建設局相模湖工事事務所		引用報告書		横吹橋の振動実験ならびに動的耐震解析 S.43.11		分類番号		22-III	
加振方向		橋軸直角方向		管轄											
試験結果表	Test No.	共振振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考			
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
	44	2.36	2.95×10^{-2}	T-1	84.3	0.384					0.148	橋軸直角 1 次			
	44			T-4	42.2	0.192					0.148	橋軸直角 1 次			
	44			T-7	5.4	0.025					0.148	橋軸直角 1 次			
	117	8.83	7.4×10^{-2}	T-1	203.0	0.066					0.418	橋軸直角 2 次			
	117			T-2	88.0	0.028					0.418				
	117			T-3	-46.3	-0.015					0.418				
	117			T-4	-264.5	-0.086					0.418				
	117			T-5	-347.0	-0.112					0.418				
	117			T-6	-272.5	-0.088					0.418				
	117			T-7	-116.1	-0.038					0.418				
1 次 2 次		2.36 8.83	0.0295 0.0074	h の求め方		共振曲線から		平均							
共振曲線						モード・土圧・K 値図						その他			
試験結果図															

橋 名		長	泥 橋	試験対象	橋脚 P ₈ , P ₉	試験実施機関	青 森 県
(ルート)		(富沼薄市線)		基礎形式	フーチング斜組ぐい	実 施 年 月	S.42.8
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図 X 三角スケール O ダイアルゲージ C は下流側 D は上流側							
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	557.5m	下 部 (基 礎)	基 礎 形 式	鋼ぐい	K _H = K _V =
		輻 員			根 入 長	54.4m	
		形 式	活荷重合成げた12連		断 面 重量 (土,水 含む)		
		重 量			剛 性		
諸 元 部	下	上部からの死荷重			本 数	7本	K _H = K _V =
		脚 柱 形 式	鋼ぐい基礎重力式		設 計 震 度		
		脚 柱 長	9.80m				
		脚 柱 断 面					
参 考 資 料 所 在		脚 柱 重 量	604.55 t				
	設 計 図 面	青森県	参 考 文 献				
	設 計 計 算 書	青森県					
	土 質 調 査 書	青森県					

加振方法		鋼棒引張切断		橋梁		青森県		引用		青森県長泥橋振動試験 結果報告 S.43.3		分類		18—Ⅷ	
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号			
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)		共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備考				
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
	1	3.7	0.382	9Y ₃		0.058									
	2	3.8	0.390	9Y ₃		0.053									
	3	4.0	0.326	9Y ₃		0.060									
	平均	3.83	0.366	h の求め方		自由振動記録から		平均							
試験結果図	共振曲線					モード・土圧・K 値図					その他				
											SMAC D型強震計による強震観測実施中				

橋 名		長	泥 橋	試験対象	橋脚 P ₉	試験実施機関	青 森 県																																																																								
(ルート)		(富沼薄市線)		基礎形式	フーチング・斜組ぐい	実施年月	S.42.8																																																																								
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図  Test No. 8 ~ No. 15 上流 下流 N 値 10 20 30 40 50 G.L. シルト5割 り粗砂 シルト シルト 混じり砂 シルト 細砂 10 20 30 40 50 (m) 深 度 <table><tr><td rowspan="2">橋 梁</td><td>上 部</td><td>橋 長 (径間)</td><td>557.5m</td><td rowspan="2">下 部 (基礎)</td><td>基礎形式</td><td>鋼管ぐい</td></tr><tr><td>部</td><td>幅 員</td><td>活荷重成げた12連</td><td>根 入 長</td><td>54.4m</td></tr><tr><td rowspan="2">諸 元</td><td>下 部</td><td>重 量</td><td></td><td rowspan="2">部 (基礎)</td><td>断 面 重量 (土、水含む)</td><td></td></tr><tr><td>部</td><td>設 計 震 度</td><td>K_H= K_V=</td><td>剛 性</td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">参 考 資 料 所 在</td><td>上 部</td><td>上部からの死荷重</td><td></td><td rowspan="2">下 部 (基礎)</td><td>本 数</td><td>7本</td></tr><tr><td>部</td><td>脚 柱 形 式</td><td>鋼ぐい基礎重力式</td><td>設 計 震 度</td><td>K_H= K_V=</td></tr><tr><td rowspan="2">参 考 文 献</td><td>脚 柱 長</td><td>9.8m</td><td></td><td rowspan="2">脚 柱 断 面</td><td></td><td></td></tr><tr><td>脚 柱 重 量</td><td>604.55 t</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">参 考 資 料 所 在</td><td>設 計 図 面</td><td>青森県</td><td></td><td rowspan="2">参 考 文 献</td><td></td><td></td></tr><tr><td>設 計 計 算 書</td><td>青森県</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">参 考 資 料 所 在</td><td>土 質 調 査 書</td><td>青森県</td><td></td><td rowspan="2">参 考 文 献</td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>								橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	557.5m	下 部 (基礎)	基礎形式	鋼管ぐい	部	幅 員	活荷重成げた12連	根 入 長	54.4m	諸 元	下 部	重 量		部 (基礎)	断 面 重量 (土、水含む)		部	設 計 震 度	K _H = K _V =	剛 性		参 考 資 料 所 在	上 部	上部からの死荷重		下 部 (基礎)	本 数	7本	部	脚 柱 形 式	鋼ぐい基礎重力式	設 計 震 度	K _H = K _V =	参 考 文 献	脚 柱 長	9.8m		脚 柱 断 面			脚 柱 重 量	604.55 t				参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	青森県		参 考 文 献			設 計 計 算 書	青森県				参 考 資 料 所 在	土 質 調 査 書	青森県		参 考 文 献							
橋 梁	上 部	橋 長 (径間)	557.5m	下 部 (基礎)	基礎形式	鋼管ぐい																																																																									
	部	幅 員	活荷重成げた12連		根 入 長	54.4m																																																																									
諸 元	下 部	重 量		部 (基礎)	断 面 重量 (土、水含む)																																																																										
	部	設 計 震 度	K _H = K _V =		剛 性																																																																										
参 考 資 料 所 在	上 部	上部からの死荷重		下 部 (基礎)	本 数	7本																																																																									
	部	脚 柱 形 式	鋼ぐい基礎重力式		設 計 震 度	K _H = K _V =																																																																									
参 考 文 献	脚 柱 長	9.8m		脚 柱 断 面																																																																											
	脚 柱 重 量	604.55 t																																																																													
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	青森県		参 考 文 献																																																																											
	設 計 計 算 書	青森県																																																																													
参 考 資 料 所 在	土 質 調 査 書	青森県		参 考 文 献																																																																											

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		青森県		引 用		青森県長泥橋振動試験 結果報告 S.43.3		分類		19-V	
加振方向		橋軸，橋軸直角方向		管轄				報告書				番号		9-VII	
試 験 結 果 表	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 係 数 K (kg/cm ²)	換算弾性 係 数 E (kg/cm ²)	加振力 P (t)	備 考			
				位 置	加速度 a (gal)	変 a 位 (cm)	位置	土 P 圧 (kg/cm ²)							
	8	2.93	0.454	9X ₁	87.6	0.0258						橋軸直角 方向			
	9	2.96	0.454	9X ₁	88.4	0.256						橋軸直角 方向			
	12	3.30	0.454	9X ₁	144.7	0.337						橋軸直角 方向			
	13	5.50	0.454	9X ₁	63.0	0.053						橋軸直角 方向			
	8	2.93	0.415	9X ₂	58.6	0.173						橋軸直角 方向			
	9	2.96		9X ₂	60.6	0.175						橋軸直角 方向			
	12	3.30		9X ₂	98.0	0.228						橋軸直角 方向			
	13	5.50		9X ₂	40.9	0.034						橋軸直角 方向			
	平均	3.25	0.435	h の求め方	共振曲線から		平 均								
共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他			
試 験 結 果 図													SMAC D型強 震計による強震観 測実施中		

加振方法		起振機		橋梁		建設省中部地方建設局豊橋工事事務所		引用報告書		土研資料 吉田大橋の設計および試験 S.33.3		分類番号		01—Ⅲ	
加振方向		橋軸方向		管轄											
試験結果表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)		共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 F (t)					
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)							
	1	3.3	0.152	P ₂ 天端	2.8	0.0066					0.654				
	2	3.24	0.179	P ₃ 上床板	3.2	0.0077					0.630				
	3	3.7	0.095	P ₃ 上床板	4.9	0.0090					0.822				
	4	3.7	0.073	P ₂ 天端	4.1	0.0076					0.822				
	5	3.65	0.092	P ₃ 天端	1.2	0.0022					0.800				
	6	3.3	0.130	P ₂ 天端	—	—					0.654				
	7	3.3	0.089	P ₂ 上床板	—	—					0.654				
	8	3.7	0.068	P ₂ 上床板	—	—					0.822				
	9	3.28	0.111	P ₂ 天端	—	—					0.645				
	10	3.3	0.114	P ₂ 天端	—	—					0.654				
平均		3.45	0.110	h の求め方		(a)共振曲線から		平均							
試験結果図	共振曲線					モード・土圧・K値図					その他				
											電磁式地震計による地震観測実施中				

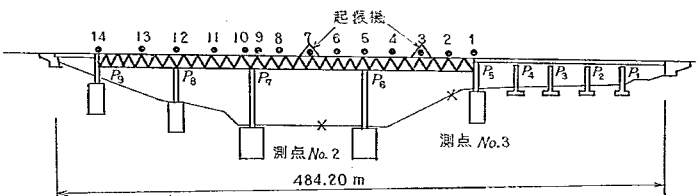
橋梁名 (ルート)	新葛飾橋 (国道6号・江戸川バイパス)	試験対象 基礎形式	上下部 (P _s 上)	試験実施機関	土研・構造研究室
		ケーソン		実施年月	S.40.7

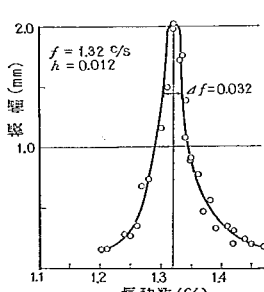
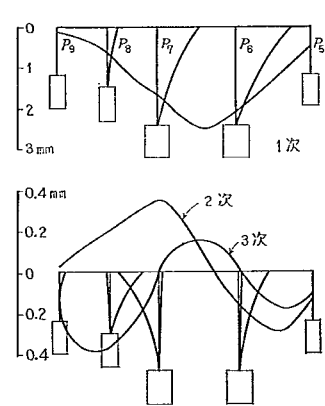
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図

橋梁部	上	橋長 (径間)	442m (=0.55+4@55+0.9+4@55+0.55)	下部 (P _s)	脚柱長	l ₂ =8.3m
	幅員形式重量	員式鋼箱4径間連続2連	脚柱断面		b ₂ ×c ₂ =17.5m×2.2m	
		重量3,130t (4径間分)	脚柱重量		W ₂ =575t	
			(w ₂ = W ₂ /l ₂ = 69t/m)			
諸元	下部 (P _s)	井筒根入長	l ₁ =21m	脚柱軸方向EI設計震度	E ₂ I ₂ =40×10 ⁶ t-m ²	
		井筒断面	b ₁ ×c ₁ =14m×8m		K _H =0.25 K _V =0.1	
		井筒重量	W ₁ =4,120t			
		(w ₁ = W ₁ /l ₁ = 200t/m)				
	井筒軸方向EI	E ₁ I ₁ =851×10 ⁶ t-m ²				

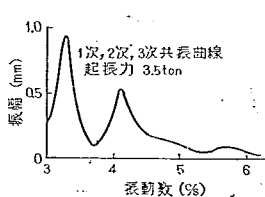
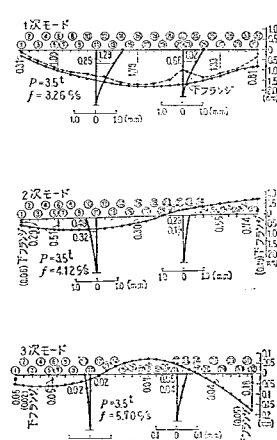
参考資料所在	設計図面	土木研究所・首都国道工事事務所	参考文献	第8回 道路会議
	設計計算書	土木研究所・首都国道工事事務所		
	土質調査書			

加振方法		40 t 型起振機		橋梁		建設省関東地方建設局 首都圏道工事事務所		引用 報告書		新葛飾橋振動試験 土木研究所資料第150号 S.41.3		分類	10-Ⅲ	
加振方向		橋軸方向		管轄								番号		
試 験 結 果 表	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 E_s (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考		
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)						
	1-1	2.79	0.0728	K-55	8.66	0.0295	E ₂	0.0125	4.1		6.24			
	1-2	2.69	0.0787	K-21	9.52	0.0346	E ₂	0.0194	4.4		8.28			
	1-3	2.77	0.0642	K-52	12.57	0.0401	—	—	—		8.78			
	1-4	2.77	0.0584	K-52	11.35	0.0380	E ₂	0.0179	3.6		8.78			
	2-1	2.78	0.0675	K-55	14.28	0.0458	E ₂	0.0179	4.5		9.84			
	2-2	2.82	0.0455	K-22	9.76	0.0315	—	—	—		9.10			
	平均	2.77	0.0660	h^* の求め方	a) 共振曲線から			平 均	4.2					
共 振 曲 線				モ ー ド・土 圧・K 値 図						その他				
試 験 結 果 図	橋面 K-21 Test 1-3 $f_r = 2.79\%$ $h = 0.0878$ 振動数 f (%) (両対数目盛)						Test 1-1 $f_r = 2.73\%$ $h = 0.0661$ 橋軸方向変位 土 圧 $\times$ K $\circ$ 変 位 $\times$						埋設計器 による地 震観測実 施中 SMAC B-2型 強震計に よる強震 観測実施 中	

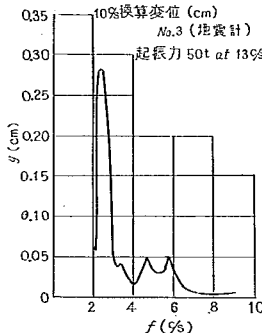
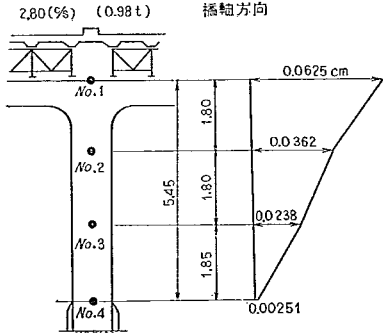
橋 名		鶴 川 橋	試験対象	上下部	試験実施機関	道 路 公 団																																																																																																																																										
(ルート)		(中央高速道)	基礎形式	ケーソン	実 施 年 月	S.43.1																																																																																																																																										
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図  測点 No.2 土質図 <table><thead><tr><th>深 度</th><th>柱状図</th><th>地質名</th></tr></thead><tbody><tr><td>1 (m)</td><td></td><td></td></tr><tr><td>2</td><td></td><td>凝 土</td></tr><tr><td>3</td><td></td><td></td></tr><tr><td>4</td><td></td><td></td></tr><tr><td>5</td><td></td><td>砂 れ き</td></tr><tr><td>6</td><td></td><td></td></tr><tr><td>7</td><td></td><td>中 粒 砂</td></tr><tr><td>8</td><td></td><td></td></tr><tr><td>9</td><td></td><td>火山灰質粘土</td></tr><tr><td>10</td><td></td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>火山灰・砂</td></tr><tr><td>12</td><td></td><td></td></tr><tr><td>13</td><td></td><td>凝 土</td></tr><tr><td>14</td><td></td><td></td></tr><tr><td>15</td><td></td><td>砂 れ き</td></tr><tr><td>16</td><td></td><td></td></tr><tr><td>17</td><td></td><td></td></tr><tr><td>18</td><td></td><td></td></tr><tr><td>19</td><td></td><td></td></tr><tr><td>20</td><td></td><td>凝 土</td></tr><tr><td>21</td><td></td><td></td></tr><tr><td>22</td><td></td><td></td></tr></tbody></table> 測点 No.3 土質図 <table><thead><tr><th>深 度</th><th>柱状図</th><th>地質名</th></tr></thead><tbody><tr><td>1 (m)</td><td></td><td></td></tr><tr><td>2</td><td></td><td>凝 土</td></tr><tr><td>3</td><td></td><td></td></tr><tr><td>4</td><td></td><td></td></tr><tr><td>5</td><td></td><td>砂 れ き</td></tr><tr><td>6</td><td></td><td></td></tr><tr><td>7</td><td></td><td></td></tr><tr><td>8</td><td></td><td></td></tr><tr><td>9</td><td></td><td>火山灰質粘土</td></tr><tr><td>10</td><td></td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>火山灰質砂</td></tr><tr><td>12</td><td></td><td>凝 土</td></tr><tr><td>13</td><td></td><td></td></tr><tr><td>14</td><td></td><td></td></tr><tr><td>15</td><td></td><td>砂 れ き</td></tr><tr><td>16</td><td></td><td></td></tr><tr><td>17</td><td></td><td></td></tr><tr><td>18</td><td></td><td></td></tr><tr><td>19</td><td></td><td></td></tr><tr><td>20</td><td></td><td>凝 土</td></tr><tr><td>21</td><td></td><td></td></tr><tr><td>22</td><td></td><td></td></tr></tbody></table>							深 度	柱状図	地質名	1 (m)			2		凝 土	3			4			5		砂 れ き	6			7		中 粒 砂	8			9		火山灰質粘土	10			11		火山灰・砂	12			13		凝 土	14			15		砂 れ き	16			17			18			19			20		凝 土	21			22			深 度	柱状図	地質名	1 (m)			2		凝 土	3			4			5		砂 れ き	6			7			8			9		火山灰質粘土	10			11		火山灰質砂	12		凝 土	13			14			15		砂 れ き	16			17			18			19			20		凝 土	21			22		
深 度	柱状図	地質名																																																																																																																																														
1 (m)																																																																																																																																																
2		凝 土																																																																																																																																														
3																																																																																																																																																
4																																																																																																																																																
5		砂 れ き																																																																																																																																														
6																																																																																																																																																
7		中 粒 砂																																																																																																																																														
8																																																																																																																																																
9		火山灰質粘土																																																																																																																																														
10																																																																																																																																																
11		火山灰・砂																																																																																																																																														
12																																																																																																																																																
13		凝 土																																																																																																																																														
14																																																																																																																																																
15		砂 れ き																																																																																																																																														
16																																																																																																																																																
17																																																																																																																																																
18																																																																																																																																																
19																																																																																																																																																
20		凝 土																																																																																																																																														
21																																																																																																																																																
22																																																																																																																																																
深 度	柱状図	地質名																																																																																																																																														
1 (m)																																																																																																																																																
2		凝 土																																																																																																																																														
3																																																																																																																																																
4																																																																																																																																																
5		砂 れ き																																																																																																																																														
6																																																																																																																																																
7																																																																																																																																																
8																																																																																																																																																
9		火山灰質粘土																																																																																																																																														
10																																																																																																																																																
11		火山灰質砂																																																																																																																																														
12		凝 土																																																																																																																																														
13																																																																																																																																																
14																																																																																																																																																
15		砂 れ き																																																																																																																																														
16																																																																																																																																																
17																																																																																																																																																
18																																																																																																																																																
19																																																																																																																																																
20		凝 土																																																																																																																																														
21																																																																																																																																																
22																																																																																																																																																
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	484.20m	下 部 (基礎)	基礎形式	ケーソン																																																																																																																																										
		幅 員	10,450m		根 入 長	14.2m																																																																																																																																										
		形 式	単純合成げた+連続トラス		断 面	12.65 (小判型)																																																																																																																																										
		重 量			重量(土,水 含む)																																																																																																																																											
諸 元 部		設 計 震 度	$K_H = \quad K_V =$		剛 性																																																																																																																																											
	下	上部からの死 荷重			設 計 震 度	$K_H = \quad K_V =$																																																																																																																																										
		脚 柱 形 式	鉄骨鉄筋コンクリート (I 型)																																																																																																																																													
		脚 柱 長	48.380m																																																																																																																																													
		脚 柱 断 面																																																																																																																																														
		脚 柱 重 量																																																																																																																																														
参考資料所在	設 計 図 面	道路公団	参 考 文 献																																																																																																																																													
	設 計 計 算 図	道路公団																																																																																																																																														
	土 質 調 査 図	道路公団																																																																																																																																														

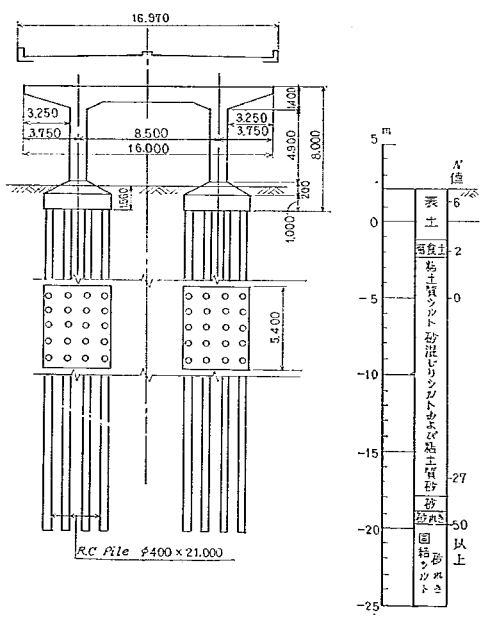
加振方法		20 t 型起振機		橋梁		道路公団八王子建設局相模湖工事		引用		鶴川橋振動試験報告書 S. 44. 2		分類		23—1	
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告書				番号			
試 験 結 果 表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考			
				位置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)							
		1.32	0.011	3								1 次			
		1.32	0.012	7								1 次			
		1.32	0.011	11								1 次			
		1.67	0.015	3								2 次			
		—	—	7								2 次			
		1.68	0.014	11								2 次			
		2.18	0.016	3								3 次			
		2.18	0.016	7								3 次			
	2.18	0.016	11								3 次				
1 次 2 次 3 次		1.32 1.67 2.18	0.012 0.015 0.016	h の求め方		共振曲線から		平 均							
共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他			
												SMAC B—2 型強震計による強 震観測実施中			

橋 名		鳥 井 大 橋	試験対象	全橋 (中央径間)	試験実施機関	東 北 地 建
(ルート)		(国道49号線)	基礎形式	ケーソン	実 施 年 月	S.43.10
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図						
		○ : 加速度計 △ : 速度計 □ : 埋設計器				
橋 梁 諸 元	上 部	橋 長 (径間)	114m(36+42+36m)	基礎形式	井筒	
	下 部	幅 員	70m	根 入 長	8m	
橋 梁 諸 元	上 部	形 式	3径間連続曲線プレートガーダ	断 面	13.5m×8.0m (小判型)	
	下 部	重 量	722 t	重量(土,水含む)	1,650 t	
橋 梁 諸 元	上 部	設計震度	$K_H=0.25$ $K_V=$	剛 性		
	下 部	設計震度	$K_H=0.2$ $K_V=0.1$			
橋 梁 諸 元	上 部	上部からの死荷重		設計震度	$K_H=0.2$ $K_V=0.1$	
	下 部	脚 柱 形 式	鉄筋コンクリート (小判型)			
橋 梁 諸 元	上 部	脚 柱 長	27.0m			
	下 部	脚 柱 断 面	10.2m×3.0m (小判型)			
橋 梁 諸 元	上 部	脚 柱 重 量	1,460 t			
	下 部					
参考資料所在	設計図面	郡山国道工事事務所	参 考 文 献			
	設計計算書	郡山国道工事事務所				
参考資料所在	土質調査書	郡山国道工事事務所				

加振方法		20 t 型起振機		橋梁		東北地方建設局 郡山国道工事事務所		引用 報告書		鳥井大橋振動試験報告書 S.43.12		分類 番号		20—冊	
加振方向		橋軸直角方向		管轄											
試 験 結 果 表	Test No.	共振 振動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h	共振時振幅 (最大)		共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考				
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置					土 圧 P (kg/cm ²)			
		3.26	0.028	1		0.314					1 次振動				
		3.26	0.028	4		0.776					1 次振動				
		3.26	0.027	10		0.846					1 次振動				
		4.12	0.029	1		0.290					2 次振動				
		4.12	0.028	4		0.493					2 次振動				
		4.12	0.029	10		0.318					2 次振動				
		5.70	0.028	1		0.0457					3 次振動				
		5.70	0.029	4		0.0538					3 次振動				
	—	—	10		0.0160					3 次振動					
	1 次 2 次 3 次	3.26 4.12 5.70	0.028 0.028 0.028	h の求め方		共振曲線から		平 均							
試 験 結 果 図	共 振 曲 線					モ ー ド・土 圧・K 値 図					そ の 他				
															

橋 梁 名		試験対象	全橋 (P, 橋脚側)	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		基礎形式	RCくい (鋼脚)	実 施 年 月	S.35
試験対象概略図・土質図 (N値)・計器配置図					
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	多径間 (スパン20m)	柱 高	
	幅 員	30.08m		天 端	
諸 元 部	形 式	単純プレートガーダ		下	
	重 量			軀体部重量	$W_1=892 \text{ t}$
部	くい種・本数	RC100本 (=15+25+20+25+15)		軀体部底面より重心までの長さ	$h_1=4.37 \text{ m}$
	くい 径・長	$\phi 400 \text{ mm} \times l 20,000 \text{ mm}$		軀体部 EI	
部	くいEI (1本)	$0.0265 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}^2$		設 計 震 度	$K_H = \quad K_V =$
	フーチング断面	$2 - \left(\frac{5.4}{35}\right) \text{ m} + 2 - \left(\frac{5.4}{4.1}\right) \text{ m} + \left(\frac{5.4}{6.2}\right) \text{ m}$			
参考資料所在	設 計 図 面		参 考 文 献		
	設 計 計 算 書				
	土 質 調 査 書				

加振方法		大型起振機		橋梁		引用		土木研究所 高架橋橋脚振動実験報告書 S.36.3		分類		
加振方向		橋軸方向		管轄		報告書				04-Ⅱ		
試 験 結 果 表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時 加振力 F (t)	
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)				
	2	2.75		天端	16.02	0.0537					2.24	加 1
	2	2.8		天端より 1.8m 以下	16.35	0.0529					2.32	加 2
	平均	2.80	0.055	h^* の求め方	(a)共振曲線から		平均		—	—		
試 験 結 果 図	共振曲線					モード・土圧・K値図					その他	
												

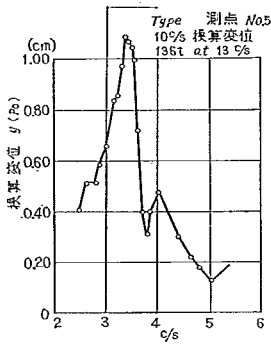
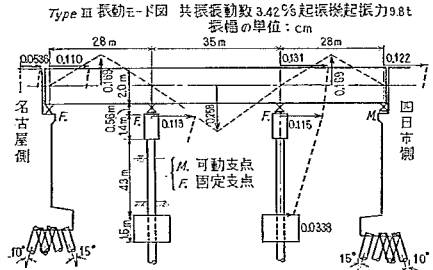
橋 梁 名		汐 留 高 架 橋		試験対象	全橋 (P ₃ 橋脚側)	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(首都高速道路1号線)		基礎形式	RCぐい (RC脚)	実 施 年 月	S.35.
試験対象概略図・土質図 (N値)・計器配置図 							
橋 梁 部 元	上	橋 長 (径間) 幅 員 形 式 重 量	多径間 (スパン20m) 16.97m 単純げた	下	基礎ぐい長さ 基礎ぐい断面 フーチング底面より重心までの長さ EI (1本) 設計震度	21m $\phi = 40\text{cm}$ 4.32m $0.0264 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}^2$ $K_H =$ $K_V =$	
	下	形 式 フーチング重量 躯体の高さ 基礎ぐい	Ⅱ型ラーメン 409 t 8.1m RCぐい (40本)				
参考資料所在	設計図面				参考文献	第1回 (S.37.11) 地震工学国内シンポジウム	
	設計計算書						
	土質調査書						

加振方法		大型起振機		橋梁		首都高速道路公団		引 用		土木研究所 高架橋橋脚振動実験報告書 S.36.3		分類	
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号	
試 験 結 果 表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地盤係数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E_s (kg/cm ²)	共振時加振力 F (t)	備 考	
				位置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)					
	8	2.55		加 2	3.76	0.015					5.34		
	8	2.55		加 3	9.75	0.038					5.34		
	9	2.55		加 3	9.75	0.038					5.34		
	9	2.55		加 4	17.43	0.068					5.34		
	平均	2.55	0.027 ~0.040	h^* の求め方	(a)共振曲線から			平 均	—	—			
共 振 曲 線				モ ー ド ・ 土 圧 ・ K 値 図						そ の 他			

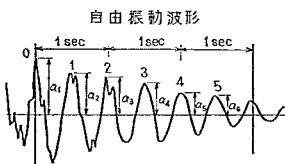
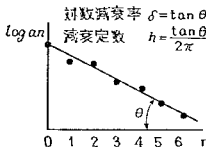
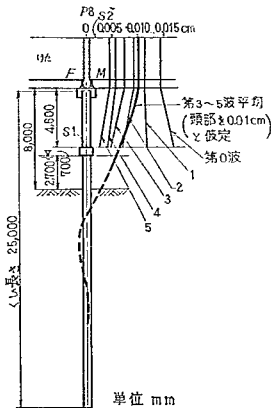
橋梁名		後	川	橋	試験対象	橋梁全体	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(名四国道)			基礎形式	鋼管ぐい	実施年月	S.37.5

試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図

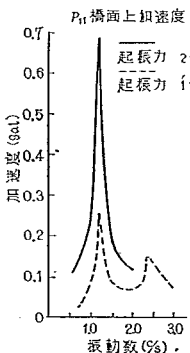
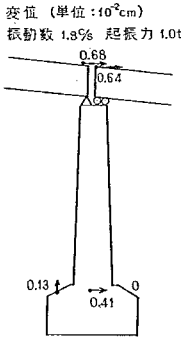
橋梁部	上	橋長(径間)	91.9m(=0.45+28+35+28+0.45)	下	重量(軀体部)	W1=305.6 t	
	幅員	形式	3径間連続鋼プレートガーダ		設計震度	KH=KV=	
	諸元部(P2)	ぐい×φ×l	鋼管ぐい6本×φ750mm×151,000m				
	EI(1本)	0.334×10^5 t-m^2					
参考資料所在	設計図面	土木研究所(一部)				参考文献	第1回(S.37.11)
	設計計算書						地震工学国内シンポジウム
	土質調査書						第6回日本道路会議(S.36)

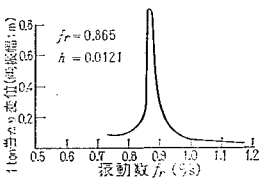
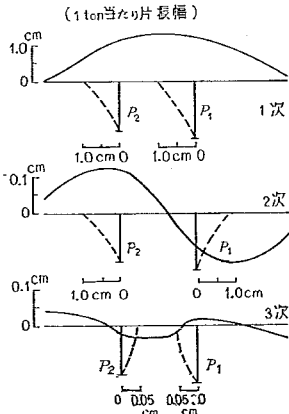
加振方法		136 t 型起振機		橋梁		建設省中部地方建設局 名四国道工事事務所		引用 報告書		筏川橋振動実験報告書 S. 38. 3		分類 番号		06—Ⅱ	
加振方向		橋軸方向		管轄											
試 験 結 果 表	Test No.	共振 動数 f_r (c/s)	減衰 定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 E_s (kg/cm ²)	共振時 加振力 F (t)	備 考			
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位置	土 圧 P (kg/cm ²)							
	1	3.60	0.145	No. 5	26.8	0.0523					5.52	1 : I			
	2	3.57	0.133	No. 5	36.8	0.0730					5.43	2 : II			
	3	3.47	0.158	No. 5	31.2	0.0656					5.13	4 : III			
	4	3.57	0.139	No. 5	61.4	0.1220					10.3	8 : I			
	5	3.45	0.128	No. 5	58.5	0.1245					9.58	10 : II			
	6	3.51	0.155	No. 5	60.7	0.1248					9.92	13 : III			
	7	3.19	0.152	No. 5	27.7	0.0688					8.19	15 : IV			
	平均		3.48	0.144	h^* の求め方	(a)共振曲線から		平 均		—	—				
共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他			
															

橋 梁 名		昭 和 大 橋	試験対象	右岸上下部	試験実施機関	土研・構造研究室
(ルート)		(新潟県道)	基礎形式	直接鋼管くい	実 施 年 月	S.39.9
試験対象概略図・土質図(N値)・計器配置図 振動測定区間 10 @ 27.64 276.4 m 15 m 右岸 M FM FM FM FM F P₈ P₉ P₁₀ P₁₁ A₂ 赤褐色中砂 3 赤褐色粗砂 73 赤褐色中砂 135 薄青灰中砂 164 褐色 粘土 17 青灰 細砂 25 49 20.0 (N値) ○地震計設置点 単位 mm 24,000 4,000 16,000 4,000 下流 上流 φ = 609.6 mm ℓ = 25,000 mm n = 9 本						
橋 梁 部	上	橋 長 (径間)	306.4(15+10@27.64+15)m		設計震度	$K_H=0.2$ $K_V=$
	諸 元 部	幅 員	24(4+16+4)m			
		形 式	単純プレートガーダ			
		重 量 (全量)	6,700 t (300+10@610+300)			
参 考 資 料 所 在	下	橋脚の基礎ぐい	25m		参 考 文 献	第8回 日本道路会議 (S.40.10) 土木研究所報告書第125号 (S.40.6) 新潟地震調査報告
	ぐい断面	$\phi=609.6\text{mm}$ $t=16\text{mm}$				
	ぐい本数	9本 (1橋脚)				
	ぐいEI	0.277×10^9				
参 考 資 料 所 在	設 計 図 面	土木研究所		参 考 文 献	第8回 日本道路会議 (S.40.10) 土木研究所報告書第125号 (S.40.6) 新潟地震調査報告	
	設 計 計 算 書					
	土 質 調 査 書					

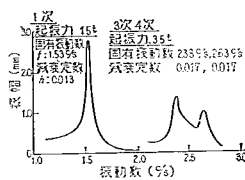
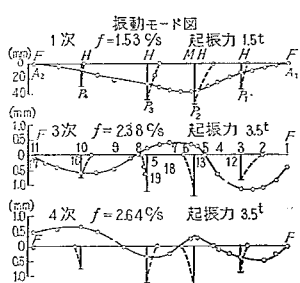
加振方法		荷重車多種		橋梁		新潟県		引用		昭和大桥 実測による 振動特性調査 土木研 究所 S. 39. 10		分類		12-1	
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号			
試	Test No.	振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h^*	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 数 E_s (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考			
				位 置	速度 v (cm/s)	変 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)							
試 験 結 果 表	1	1.83	0.0643	床版 P ₉	0.174	0.0151						空ミキサ車 通過			
	3	2.30	0.0292	床版 P ₉	0.0395	0.00273						2 t トラック 通過			
	4	1.91	0.0452	床版 P ₉	0.0204	0.00165						2 t トラック 通過			
	6	2.13	0.0376	コービン ダ P ₇	0.00612	0.000456						クレーン車 通過			
	11	2.12	0.0615	貫 P ₈	0.224	0.0168						クレーン車 通過			
	18	2.12	0.0392	貫 P ₉	0.0787	0.00354						クレーン車 通過			
	30	1.86	0.0466	けた P ₉	0.00836	0.000660						常 時 通過			
	31	1.93	0.0332	けた P ₉	0.0108	0.000895						クレーン車 通過			
	32	1.94	0.0271	けた P ₉	0.0754	0.00600						クレーン車 通過			
	35	1.98	0.0475	けた P ₈	0.0854	0.000785						クレーン車 通過			
平均		2.03	0.0431	h^* の求め方		b) 自由振動から		平 均							
減衰定数の求め方						Test No. 11 (Pg) 振動モード						そ の 他			
自由振動波形  $\log a_n$ 対数減衰率 $\delta = \tan \theta$ 減衰定数 $h = \frac{\tan \theta}{2\pi}$ 						 単位 mm						SMAC B-2型 強震計による強震 計観測実施中			

橋 名		琵琶湖大橋		試験対象		上下部 (P _n 付近)		試験実施機関		滋 賀 県																																																		
(ルート)		(県道守山堅田線)		基礎形式		鋼管くい		実 施 年 月		S.39.8																																																		
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図				<table><thead><tr><th>標高 m</th><th>深 度 m</th><th>層 厚 m</th><th>柱 状 図</th><th>土 質 名</th><th>記 号</th><th>標準貫入 試験 N 値 (10 20 30 40 50)</th></tr></thead><tbody><tr><td>77.834</td><td></td><td></td><td></td><td>上部極軟</td><td></td><td></td></tr><tr><td>70.00</td><td></td><td></td><td></td><td>シルト質粘土</td><td></td><td></td></tr><tr><td>60.00</td><td>12.5 14.0 14.1 16.0 17.5 18.6 20.5 21.3</td><td>12.5 1.5 0.7 1.3 1.5 1.1 1.9 0.8</td><td></td><td>シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂</td><td>上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟</td><td></td></tr><tr><td>50.00</td><td>26.9 28</td><td>3.6 1.1</td><td></td><td>シルト質砂 シルト質砂</td><td>上部極軟 上部極軟</td><td></td></tr><tr><td>40.00</td><td>31.5 35.7 35.8</td><td>3.5 3.7 0.6</td><td></td><td>砂 砂 砂</td><td>中粒砂 中粒砂 中粒砂</td><td></td></tr><tr><td>30.00</td><td></td><td></td><td></td><td>砂</td><td>粗粒砂 小粒さ(φ0.5 ~1)を含む。 おきのためN 値大 試験 脱粒のため 節より採取 イライ</td><td></td></tr></tbody></table>								標高 m	深 度 m	層 厚 m	柱 状 図	土 質 名	記 号	標準貫入 試験 N 値 (10 20 30 40 50)	77.834				上部極軟			70.00				シルト質粘土			60.00	12.5 14.0 14.1 16.0 17.5 18.6 20.5 21.3	12.5 1.5 0.7 1.3 1.5 1.1 1.9 0.8		シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂	上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟		50.00	26.9 28	3.6 1.1		シルト質砂 シルト質砂	上部極軟 上部極軟		40.00	31.5 35.7 35.8	3.5 3.7 0.6		砂 砂 砂	中粒砂 中粒砂 中粒砂		30.00				砂	粗粒砂 小粒さ(φ0.5 ~1)を含む。 おきのためN 値大 試験 脱粒のため 節より採取 イライ	
				標高 m	深 度 m	層 厚 m	柱 状 図	土 質 名	記 号	標準貫入 試験 N 値 (10 20 30 40 50)																																																		
77.834				上部極軟																																																								
70.00				シルト質粘土																																																								
60.00	12.5 14.0 14.1 16.0 17.5 18.6 20.5 21.3	12.5 1.5 0.7 1.3 1.5 1.1 1.9 0.8		シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂 シルト質砂	上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟 上部極軟																																																							
50.00	26.9 28	3.6 1.1		シルト質砂 シルト質砂	上部極軟 上部極軟																																																							
40.00	31.5 35.7 35.8	3.5 3.7 0.6		砂 砂 砂	中粒砂 中粒砂 中粒砂																																																							
30.00				砂	粗粒砂 小粒さ(φ0.5 ~1)を含む。 おきのためN 値大 試験 脱粒のため 節より採取 イライ																																																							
橋 梁 部 諸 元		上 部	橋 長 (径間) 幅 員 形 式 重 量 設 計 震 度	1,350m (27径間) 7m (2径間のみ10m) パート A (3径間連続鋼床版箱けた) パート B (単純合成げた24連) $K_H=0.20 \quad K_V=0.10$	下 部 (基 礎)	基礎形式	大径鋼管くい																																																					
		下 部	上部からの死 荷重 脚 柱 形 式 脚 柱 長 脚 柱 断 面 脚 柱 重 量	鉄筋コンクリート		根 入 長 断 面 重 量 (土, 水 含む) 剛 性 本 数 設 計 震 度	22.88m $\phi 1,500, \phi 1,200, \phi 609\text{mm}$ くい 1本当たり 185 t $K_H= \quad K_V=$																																																					
参考資料所在		設 計 図 面	滋賀県			参 考 文 献																																																						
		設 計 計 算 書	滋賀県																																																									
		土 質 調 査 書	滋賀県																																																									

加振方法		2.5 t 型起振機		橋梁		滋賀県		引用		琵琶湖大橋有料道路建設工事試験報告書		分類		09—Ⅲ
加振方向		橋軸方向		管轄				報告書				番号		
試	Test No.	共振振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地係数 K (kg/cm ²)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 P (t)	備考		
				位置	加速度 a (gal)	変位 a (cm)	位置	土圧 P (kg/cm ²)						
試験結果表	1	1.20	0.055	P ₁₁ 橋面	6.85	10.4×10 ⁻²					2.0			
	1	1.20	0.043	P ₁₁ フーチング	5.20	5.0×10 ⁻²					2.0			
	1	1.18	0.055	P ₁₂ 橋面		9.5×10 ⁻²					2.0			
	2	1.20	0.017	P ₁₁ 橋面	4.50	6.9×10 ⁻²					1.5			
	2	1.20	0.033	P ₁₁ フーチング	0.46	3.7×10 ⁻²					1.5			
	2	1.20	0.038	P ₁₂ 橋面		5.8×10 ⁻²					1.5			
	平均	1.20	0.04	h の求め方	共振曲線から		平均							
共振曲線					モード・土圧・K 値図					その他				
試験結果図											SMAC B—2 型強震計による強 震観測実施中 電磁式地震計による地震観測実施中			

加振方法		20 t 型起振機		橋梁		道路公団八王子建設局相模湖工事事務所		引 用		横吹橋の振動実験ならびに動的耐震解析S.43.11		分類		22—Ⅳ	
加振方向		橋軸直角方向		管轄				報告書				番号			
試 験 結 果 表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性係数 E (kg/cm ²)	加振力 F (t)	備 考			
				位 置	加速度 a (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)							
		0.87	0.0121									1 次			
		1.97	0.0151									2 次			
		4.31	—									3 次			
	平均	0.870.0129 1.970.0169 4.31 —		h の求め方		共振曲線から		平 均							
試 験 結 果 図	共 振 曲 線						モ ー ド・土 圧・K 値 図						そ の 他		
															

橋 名 (ルート)	底 沢 橋 (中央高速道)	試験対象	全橋 (中央径間)	試験実施機関	道 路 公 団
		基礎形式	直接基礎	実 施 年 月	S.43.7
試験対象概略図・土質図 (N値) ・計器配置図 ● 固定加速度計 (②~⑯) ○ 移動加速度計 (モードのみ) ▼ 速 度 計 (H型,V型)					
橋 梁 部 諸 元 部	上	橋 長 (径間)	327.653m	基 礎 形 式 根 入 長 断 面 重 量 (土,水 含む) 剛 性 設 計 震 度	直接基礎 11m 22m×14.0m $K_H=0.2 \quad K_V=0.1$
		幅 員	10.7m		
		形 式	3 径間 + 2 径間連続トラス		
		重 量			
	下	設 計 震 度	$K_H=0.2 \quad K_V=0.1$		
	上	上部からの死荷重			
	脚 柱 形 式	鉄骨鉄筋コンクリート			
	脚 柱 長	48.5m			
	脚 柱 断 面	5m×9.7m			
	脚 柱 重 量				
	設 計 図 面	道路公団			
	設 計 計 算 書	道路公団			
参 考 資 料 所 在	土 質 調 査 書	道路公団			
参 考 文 献	高 速 自 動 車 国 道 中 央 自 動 車 道				
	東 京 一 富 士 吉 田 線 相 模 湖 工 事 概 要 (日本道路公団八王子建設局)				

加振方法		20 t 起振機		橋梁		引用		底沢橋振動試験報告書		分類		
加振方向		橋軸直角方向		管轄		道路公団八王子建設局相模湖工事事務所		報告書		番号		
試 験 結 果 表	Test No.	共振動数 f_r (c/s)	減衰定数 h	共振時振幅 (最大)			共振時土圧 (最大)		地 盤 係 数 K (kg/cm ³)	換算弾性 係 数 E (kg/cm ³)	加振力 P (t)	備 考
				位 置	加速度 α (gal)	変 位 a (cm)	位 置	土 圧 P (kg/cm ²)				
		1.53 2.38 2.64	0.013 0.017 0.017									1次 2次 3次
	平均	1.53 2.38 2.64	0.013 0.017 0.017	h の求め方		共振曲線から		平 均				
試 験 結 果 図	共 振 曲 線					モ ー ド・土 圧・K 値 図					そ の 他	
												



PC 単純Tげた橋の自動設計方式に関する研究

(昭和 45 年 6 月)

中 村 慶 一 *
岩 松 幸 雄 **
工 藤 真 之 助 ***

A Study on Automatic Design System for PC Simple Supported Bridges

(June 1970)

by Keiichi Nakamura
Yukio Iwamatsu
Shinnosuke Kudou

Synopsis :

We have established standard designs for posttensioning prestressed concrete simple supported T-beam bridges which were published in Vol. 13~17 of standard design of civil engineering structures by the Ministry of Construction. We went through with an electronic computer system in an optimum and automatic design process.

We could point out problems for instance economical height and number of beams, optimum number of crossbeams, automatic calculation method for load distribution coefficient, size tolerances and its controlling methods, prestressing effect for floor slabs, and strength of in-situ concrete parts, and could find out their solutions for the time been by mean of theoretical calculations or experiments.

This paper presents an outline of automatic design system and considerations on the problems.

要 旨

建設省制定土木構造物標準設計13~17巻としてポストテンション方式によるPC単純Tげた橋を制定するに当たり、電子計算組織による最適設計計算ならびに製図方式による方針のもとに従来の手計算による設計手順の再検討を行ない、経済的けた高と本数、最適横げた数、荷重分配係数の自動計算、寸法公差と管理、床版のプレストレス効果、床版の場所打ち部の強度等種々の問題点を見だし、それぞれ理論計算、実験等によって現時点における解決策を見いだすことができた。

またさらに、設計計算ならびに図化の全過程の自動化、さらに標準化に当たって新しい問題点に当面したが、これらについても一応の解決策を得ることができた。

本文は自動設計手順の概要ならびにこれらの諸問題とその解決策について述べたものである。

キーワード (PC, 単純Tげた橋, 自動設計, 標準設計, 寸法公差, 施工管理, 荷重分配, ギオン・マンネ, ALGOL, 経済的けた高)

目 次

1. まえがき.....	(2)	(3) プレストレス工法およびその他の	
2. PC橋の自動設計.....	(2)	構造物.....	(4)
〔1〕 適用条件.....	(2)	〔2〕 プログラムとその流れ.....	(4)
(1) 支 間.....	(2)	(1) プログラムの概要.....	(4)
(2) 荷 重.....	(3)	(2) 入力データ.....	(7)

* 企画部長, 工博

** 企画部システム課建設専門官

*** 企画部システム課技術基準係技

- (3) プログラムフローチャート……………(8)
 - (4) 代表的な手続き名……………(10)
 - 3. 自動設計プログラムによる主題の考察……………(12)
 - [1] 机上計算による設計手順からの問題点……………(12)
 - (1) 経済的けた高および最適主げた数……………(12)
 - (2) 横げた数の検討……………(13)
 - (3) 支間中央およびけた端面におけるP
C鋼線配置の仕方……………(14)
 - (4) 図表の数式化……………(14)
 - [2] 技術的に修正できた問題点……………(17)
 - (1) 主げたの設計において設計荷重時の
合成応力度が許容応力度を越えた場
合の処置……………(17)
 - (2) 寸法公差とその管理に関する検討……………(18)
 - [3] 原因系の追求まで行なった問題点……………(20)
 - (1) 床版のプレストレス効果……………(20)
 - (2) 床版場所打ち部の強度について……………(21)
 - [4] 今後に残された問題点……………(23)
4. 標準設計 (PCT) に関する問題点の考察……………(23)
 - [1] 適用支間範囲について……………(23)
 - [2] 斜角左の図面を斜角右に適用する場合……………(23)
 - [3] 雪荷重を考慮する場合……………(23)
 - [4] 主げた間隔を変化して幅員調整を行
なう場合……………(24)
5. 標準設計と自動設計……………(24)
6. 標準設計 (PCT) における各種図表……………(25)
7. む す び……………(26)
8. 付 図……………(29)

1. ま え が き

土木構造物の標準化作業は、標準設計の完成がその出発点となる。この点が誤って受け取られると、標準設計ができたために技術水準が低下するといった誤解を招くことになるが、標準設計の作成作業を通じて、今までの設計手順を再整理・再検討し、今まで見過ごされてきた設計上の問題点を発見することにより、既存の知識や新たに検討のための机上実験あるいは模型実験などを行なうことによって解決し得るものは、これを修正して手順に組み込み、残った問題点についてはその存在を明確にするとともに、その解決のためにその標準設計に基づいて施工された構造物について、実測を行なうところ、標準化の最も重要な部分である。

土木研究所技術管理室においては、昭和39年設置以来土木構造物の標準化作業を推進し、今までに多くの標準設計を世に送り出してきたが、その成果としては、いずれもでき上がった設計図あるいは自動設計プログラムそのものよりも、その間に得られた新しい観点よりみた設計上の問題点ならびにその解決策の方が重視されて良いはずであると考えている。

PCT単純Tげた橋についても、昭和42年度にその標準化構想が具体化してから、土木研究所内の土木構造物標準化連絡会、橋梁上部工標準化分科会などの議を経て、設計方針や手順に関する種々の検討が行なわれたが、その方針に従ってプログラム作業を進めて行くうちに、今までの自動設計計算結果に基づく人力での製図作業というやり方を改めて、最適設計を行なった結果を用いて自動図化する方針をとることになった。

この完全な自動設計プログラムとするために、今まであまり考えられていなかった諸点についての考察が必

要となったり、また、標準設計として全国で使用される上にその指定寸法の場合だけの最適化とはまた異なった注意を必要とするところも現われたりした。

本文は、PCT単純Tげた橋の標準設計作成作業を通じて現われた問題点とその処理、自動設計を行なう場合の特異点、標準設計としてまとめる上の特別な考慮を必要とした点などを中心に触れてみることにしたい。

2. PC橋の自動設計

(1) 適用条件

(1) 支 間

この種の構造形式の橋は、わが国では40m以下のものに対して広く用いられているが、この理由としては、支間が大きくなるとけた1本当たりの重量が大きくなることがあげられる。したがって、架設地点付近のヤードでプレキャストのT型断面げたを作り、これを運搬し、ケーブルまたは架設用ガーダーなどを用いて所定位置に架設、並列するという施工法をとる場合が圧倒的に多く、プレキャストげたの取り扱いや架設を容易にするには、けた長やけた重量におのずからある限度がある。

図-1は、標準設計における主げた1本当たりの重量であるが、40mともなるとかなりの重量となっている。

このようにプログラミングに際して、施工の面から考えられる設計範囲をよくは把握することも必要であり、たとえば余分なPCT鋼線配置のパターン等を組み込むことは、それに伴う曲げ上げ配置のプログラム等が長くなりすぎ電子計算機が大型でなければ間に合わない。

本自動設計プログラムは、この意味から最短支間14m、最長支間40mの範囲とし、14m以下ではJISによるブレンション方式のけたを使用し、40m以上については、別の構造形式の分野にまわすことを考慮した。した

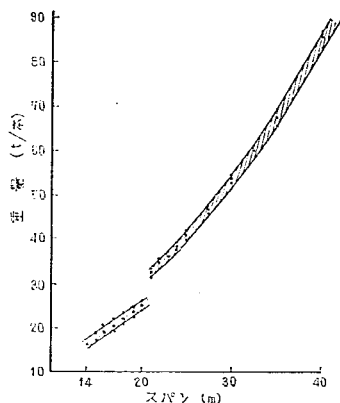


図-1 けた1本当たりの重量

がって、必然的に主ケーブル本数も定まってくることになり、6～13本（12φ5mmおよび12φ7mmのPC鋼線を使用して）の間ならどのような条件でも設計できるよ

うにした。

(2) 荷 重

活荷重の載荷方法は各仕方様に示されており、1等橋の場合L-20およびT-20、2等橋はその70%とされている。

しかしながら、現在のように自動車が発達し国内至るところまで重車両が通過するようになると、1、2等橋として区別し設計することは無用ように思える。したがって、自動設計プログラムでは、主けたの設計においてはL-20およびL-14を考慮したが、床版の設計においてはT-20のみで設計するようにした。

また、雪荷重の有無は計画の際、賛否両論はあったが今回の自動設計には見込まないことにした。実際上、雪荷重を考えねばならないほど積雪がある場合には、通過交通量も少なくなり、それによる衝撃係数も小さくなるし、舗装設計厚を10cmとしたのである程度はカバーされられると思われる。

次表は、雪荷量を考えた場合と考えない場合の計算結果の1例であるが、さほど差があるとは思われない。

表-1

支 間	幅員 m	主けた数 本	雪 荷 重 な し の 時					荷 重 あ り の 時				
			けた高 cm	主ケー ブル数	スラブ 厚 cm	横けた 厚 cm	主けた合 成 応 力	けた高 cm	主ケー ブル数	スラブ 厚 cm	横けた 厚 cm	主けた合 成 応 力
30m	8	4	180	9	19	20	79.57 - 12.42	180	9	19	20	80.06 - 12.96
	"	5	155	9	17	20	97.29 - 11.43	155	9	17	20	97.67 - 11.98
	10.5	5	190	9	19	20	78.28 - 9.47	180	9	19	20	78.55 - 9.97
	"	6	155	9	17	20	96.38 - 12.96	155	9	17	20	96.73 - 13.49
	11.5	5	195	9	20	20	71.19 - 9.07	195	9	20	20	71.42 - 9.50
	"	6	165	9	18	20	89.84 - 14.88	170	9	18	20	86.04 - 9.83
	"	7	155	9	17	20	96.14 - 7.65	155	9	17	20	96.46 - 8.11
	12.5	6	180	9	19	20	80.27 - 11.37	180	9	19	20	80.50 - 11.78
	"	7	160	9	17	20	95.79 - 12.81	160	9	17	20	96.08 - 13.24
	13.0	6	180	9	19	20	79.39 - 12.63	180	9	19	20	79.67 - 13.12
	"	7	165	9	18	20	88.06 - 9.41	165	9	18	20	88.36 - 9.91
	"	8	155	9	17	20	95.19 - 4.98	155	9	17	20	95.53 - 5.46

表-1 のつづき

支 間	幅員	主げた数	雪 荷 重 な し の 時					荷 重 あ り の 時				
			けた高	主ケーブル数	スラブ厚	横げた厚	主げた合成応力	けた高	主ケーブル数	スラブ厚	横げた厚	主げた合成応力
30m	14.0	6	195	9	10	20	71.64 - 9.95	195	9	10	20	71.87 - 10.39
	"	7	170	9	18	20	87.73 - 14.10	175	9	18	20	84.13 - 9.33
	"	8	155	9	17	25	98.45 - 14.36	160	9	17	25	94.17 - 8.79
41.35m	12.5	7	220	13	17	20	114.86 - 13.62	225	13	17	20	111.59 - 10.28
	"	6	245	14	19	20	97.18 - 2.63	245	14	19	20	97.52 - 3.15

(3) プレストレス工法およびその他の構造物

PC橋のようにプレストレスを与える工法が多くあるとそれぞれの工法によってその設計の方法も変わってくる場合がある。

はん用性のあるプログラムを組むためには、これらのうちで最も共通性のある工法を選ぶことが必要で、本自動設計プログラムも設計計算を行なう部分には共通性のある工法を採用したが、自動製図を行なう部分のプログラムには、これらの工法は明示しないことにし、標準設計に準じて別途設計するようにしてある。また、支承・伸縮継手・排水装置およびその他の付属構造物も同様な考えである。

なお、標準設計では特定の工法を図示できないので、その部分を(注)書きとし、施工者によって工法を選択しその詳細図と材料表を付して使用するようになっている。

これらの図面は、参考資料として、建設技術標準化資料第4号(土木研究所資料第480号)に収録した。

次に、プレストレッシングの条件は、標準設計では経済性を重視したので、主げたにおいてはバースナルプレストレスとし、床版および横げたにおいてはフルプレストレスとしたが、自動設計ではその条件をパラメタとして、どの条件でも設計できるようにした。

(2) プログラムとその流れ

(1) プログラムの概要

自動設計プログラムの入力データは、2.〔2〕(2)に示すとおりであり、そのパラメタの指示で自動製図するために必要な数値は磁気テープに書き込まれる。また、同じパラメタの指示で断面諸定数、実応力度、曲げ上げケーブルの座標、各ケーブルの緊張応力度および支間当たりの所要材料等すべての設計数値も印刷される。そして、コンクリートとPC鋼線双方の許容応力度に無駄がないような設計にするための繰り返し計算を含めて1

ケース30秒弱(CDC-3600によるがコンパイル時間を除く)で計算は終了する。

ところで、無駄な計算をやらないように断面を仮定するには、従来は過去の経験に基づいて決定していたが、本自動設計プログラムでは、後述するような一連の計算結果からなるべく繰り返し計算を少なくできる断面を仮定するようにした。また、主ケーブルの曲げ上げに関する計算では、曲げ上げ位置を5cm単位に動かして限界核にはいるよう操作した。

次に、図-2、図-3は本自動設計によって描いた標準設計の一部である。これを人間が作業した場合には、どんなに熟練された技術者でも設計から図面の仕上がりまで少なくとも2週間以上は要するが、自動設計によれば80分位で図面まで仕上がり、線の太さ、濃さ、および字型が一定で統制のとれた図面となり、代表的な何枚かを精査しておけばあとは何枚書かせようが転記ミスも脱落もない。

(図化作業時間はCALCOMP 770/763を使用した場合、複雑なもので一般構造図30分、主げた構造図50分程度であった)

プログラムは、入力データが変わった場合でもその対象となる構造物が同一のプログラムで処理できるはん用性を持っていることが必要であり、現在行なわれている鉄筋コンクリート構造物の設計方式によれば、配力鉄筋や用心鉄筋のように計算で求めることなく設計者の判断によって決められるような要素が非常に多く含まれていることや、図面中のそれぞれの詳細図の縮尺や配置をうまく考えておかないと、条件が変わった場合には重なる部分が出てくるなどプログラミングにとってはやっかいなこと、また、ペン先を上げて動く距離を最少にするよう考慮しないと作図時間が長くなるなど一考を要する点であった。

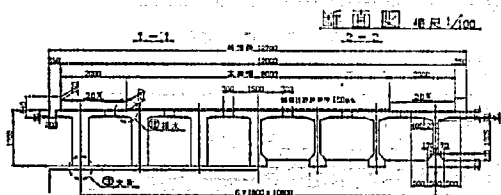
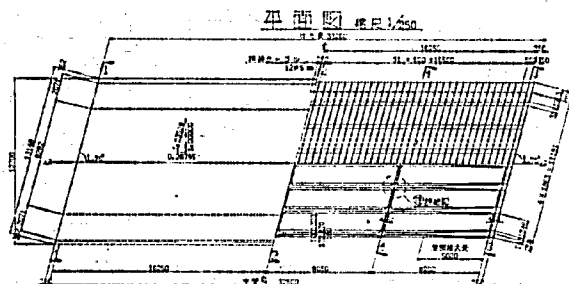
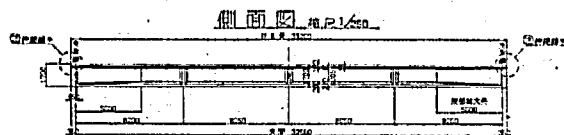
PC橋の設計図面は、最低一般構造図と主げた構造図

制図番号 128

04-PCT-726(S32.5-W4.0-F2.0-A75L-G1)-S43

(実効)本線橋(歩道橋)(特小橋)

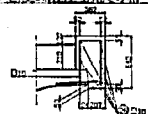
上部工-PC単純Tけた橋-その726



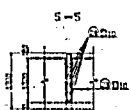
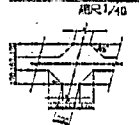
鉄筋加工図



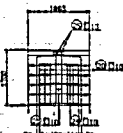
基礎断面図 橋尺1/40



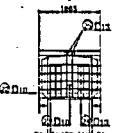
横げた部詳細図 橋尺1/40



3-3



4-4



施工上の注意事項

1. 使用するコンクリートの品質は、本設計書の規定に従うこと。
2. 文書、図面等、施工中、特に注意を要する事項は、本設計書の規定に従うこと。
3. 本設計書の規定に従って施工する場合は、本設計書の規定に従うこと。

設計条件

設計条件	33200
設計条件	32500
設計条件	4000
設計条件	10
設計条件	100
設計条件	100
設計条件	100
設計条件	100

反力

反力	100
反力	100
反力	100
反力	100
反力	100
反力	100
反力	100
反力	100

材料強度

材料強度	33200
材料強度	32500
材料強度	4000
材料強度	10
材料強度	100
材料強度	100
材料強度	100
材料強度	100

材料表

材料表	33200
材料表	32500
材料表	4000
材料表	10
材料表	100
材料表	100
材料表	100
材料表	100

鉄筋表

鉄筋表	33200
鉄筋表	32500
鉄筋表	4000
鉄筋表	10
鉄筋表	100
鉄筋表	100
鉄筋表	100
鉄筋表	100

橋脚プレストレス(フルプレスト)

橋脚プレストレス	33200
橋脚プレストレス	32500
橋脚プレストレス	4000
橋脚プレストレス	10
橋脚プレストレス	100
橋脚プレストレス	100
橋脚プレストレス	100
橋脚プレストレス	100

が必要であるが、この自動設計プログラムでも改造前のシステムの都合から2分割し、図面相互間の連絡は対照番号でわかるようにした。また、斜角のある場合は、右(R)、左(L)を-, +で指示することによって、どちらでも描けるようにしてある。

以下、図化に当たって考慮した点について触れてみる。

(1) 図の大きさと縮尺

図面は A 1 版を基準とし次の縮尺とした。

(a) 一般構造図

側面図	平面図	支間 $\leq$ 30m	1/200
"	"	支間 $>$ 30m	1/250
断面図			1/100
その他詳細図			1/40

(b) 主げた構造図

側面図	平面図	支間 $\leq$ 30m	1/100
"	"	支間 $>$ 30m	1/120
断面図			1/60
その他詳細図			1/40

なお、鉄筋加工図については、一般構造図、主げた構造図とも見やすい大きさにして縮尺は考慮しなかった。

(2) 線の太さによる区別 (改造前の図化機では、ペン先の太さ一定のため下記により区別)

- (a) 寸法線.....1回書き
- (b) 構造線.....2回書き (重ねて書く)
- (c) 鉄筋線.....1ステップ (0.1mm) ずつずらした3本線

(3) 単位図 (たとえば一般構造図中では、側面図、平面図等) を一つの手続きにまとめる。

(4) 単位図を描くに必要標準手続きのうち次のようなものを用意した。

- (a) 点線、鎖線、二点鎖線を描くもの
- (b) 鉄筋線、寸法線、引き出し線、放物線を描くもの
- (c) 断面を表示するもの
- (d) 図中に必要な漢字、アルファベット

(2) 入力データ

III	III : カウンター用で次のような意味をなす。 III = 0 任意設計で何の制限もない場合 III = 1 } 標準設計用 III = 2 } III = 3 任意設計でけた高制限のある場合
III = 0	(L, BW, N, HOD, SCB, KK, YNN, GW, GB, TH, CB, B, B2, STRESS, SYURUI, SIZE) L : スパン (cm) BW : 車道幅 (SCBを含むcm) N : 主げた数 HOD : 歩道幅 (cm) SCB : 側帯幅 (cm) KK : 橋格 YNN : 中間横げた数 GW : 高欄荷重 (kg/m) GB : 地覆幅 (cm) TH : 斜角 (°) CB : けた掛かり長 (cm) B : 上フランジ幅 (cm) B2 : 下フランジ幅 (cm) STRESS : 0 = パーシャルプレストレス 1 = フルプレストレス SYURUI : 1 = 標準設計 2 = 任意設計 SIZE : 図面大ききで 1 = A3版 2 = A1版
III = 1	(L, BW, HOD, H, N, NPC, ATS, POINT, KK, STRESS, BNO, ANO, SYURUI, SIZE, SCB)
III = 2	(L, BW, HOD, H, N, NPC, ATS, KK, STRESS, BNO, ANO, SYURUI, SIZE, SCB)
III = 3	(L, BW, HOD, SCB, H, N, NPC, ATS, T, PCINT, B, B2, T2, T3, BO, BBL, YNN, L2, CB, GW, GB, KK, TH, STRESS, SYURUI, SIZE) H : けた高 (cm) その他は上記のとおり NPC : 主ケーブル数 ATS : 横げた厚 (cm) T : 上フランジ厚 (cm) PCINT : 床版横締め間隔 (cm) B : 上フランジ幅 (cm) B2 : 下フランジ幅 (cm) T2 : 下フランジハンチ高 (cm) T3 : 下フランジ厚 (cm) BO : ウェブ幅 (cm) BBL : 場所打ち床版幅 (cm) L2 : 主げた断面拡張区間長 (cm)

《注意》

- データの終わりは0を2個以上つけること。
- 主ケーブル数が5本以下および14本以上になるようなケースは計算できない。
- データのうち長さを表わすものはすべて cm 単位とする。
- III SYURUI, STRESSのデータは上記以外の値を入れないこと。
- 図面の大ききは上記を基準とした。(SIZE)
- データの順番はまちがいのないようにすること。


```

graph TD
    START((START)) --> A((A))
    A --> B1[曲げ応力度  
σcs, σci, σcs, σci, σcs, σci, σcs, σci, σcs, σci]
    B1 --> B2{σcs ≤ σcs  
σci ≤ σci}
    B2 -- no --> B3{HPC 計算}
    B3 -- no --> A
    B3 -- yes --> B4{HPC 計算}
    B4 -- no --> RETEN[RETEEN  
→ RETEN + 1]
    RETEN --> B1
    B4 -- yes --> B5{HPC 計算}
    B5 -- no --> RETEN
    B5 -- yes --> B6[設計荷重入力  
SSPA]
    B6 --> B7[SSPA  
L ≤ 20 → 13050  
L > 20 → 12150]
    B7 --> B8[摩擦損失 SPT1  
セットの損失 SHA  
弾性変形の損失 Δsp  
Δsp = SPT1 - SHA - Δsp]
    B8 --> B9{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B9 -- no --> B10{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B10 -- no --> B11{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B11 -- no --> B12{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B12 -- no --> B13{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B13 -- no --> B14{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B14 -- no --> B15{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B15 -- no --> B16{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B16 -- no --> B17{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B17 -- no --> B18{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B18 -- no --> B19{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B19 -- no --> B20{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B20 -- no --> B21{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B21 -- no --> B22{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B22 -- no --> B23{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B23 -- no --> B24{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B24 -- no --> B25{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B25 -- no --> B26{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B26 -- no --> B27{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B27 -- no --> B28{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B28 -- no --> B29{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B29 -- no --> B30{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B30 -- no --> B31{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B31 -- no --> B32{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B32 -- no --> B33{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B33 -- no --> B34{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B34 -- no --> B35{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B35 -- no --> B36{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B36 -- no --> B37{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B37 -- no --> B38{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B38 -- no --> B39{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B39 -- no --> B40{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B40 -- no --> B41{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B41 -- no --> B42{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B42 -- no --> B43{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B43 -- no --> B44{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B44 -- no --> B45{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B45 -- no --> B46{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B46 -- no --> B47{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B47 -- no --> B48{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B48 -- no --> B49{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B49 -- no --> B50{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B50 -- no --> B51{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B51 -- no --> B52{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B52 -- no --> B53{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B53 -- no --> B54{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B54 -- no --> B55{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B55 -- no --> B56{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B56 -- no --> B57{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B57 -- no --> B58{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B58 -- no --> B59{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B59 -- no --> B60{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B60 -- no --> B61{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B61 -- no --> B62{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B62 -- no --> B63{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B63 -- no --> B64{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B64 -- no --> B65{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B65 -- no --> B66{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B66 -- no --> B67{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B67 -- no --> B68{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B68 -- no --> B69{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B69 -- no --> B70{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B70 -- no --> B71{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B71 -- no --> B72{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B72 -- no --> B73{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B73 -- no --> B74{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B74 -- no --> B75{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B75 -- no --> B76{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B76 -- no --> B77{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B77 -- no --> B78{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B78 -- no --> B79{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B79 -- no --> B80{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B80 -- no --> B81{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B81 -- no --> B82{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B82 -- no --> B83{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B83 -- no --> B84{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B84 -- no --> B85{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B85 -- no --> B86{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B86 -- no --> B87{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B87 -- no --> B88{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B88 -- no --> B89{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B89 -- no --> B90{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B90 -- no --> B91{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B91 -- no --> B92{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B92 -- no --> B93{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B93 -- no --> B94{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B94 -- no --> B95{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B95 -- no --> B96{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B96 -- no --> B97{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B97 -- no --> B98{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B98 -- no --> B99{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B99 -- no --> B100{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B100 -- no --> B101{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B101 -- no --> B102{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B102 -- no --> B103{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B103 -- no --> B104{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B104 -- no --> B105{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B105 -- no --> B106{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B106 -- no --> B107{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B107 -- no --> B108{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B108 -- no --> B109{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B109 -- no --> B110{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B110 -- no --> B111{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B111 -- no --> B112{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B112 -- no --> B113{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B113 -- no --> B114{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B114 -- no --> B115{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B115 -- no --> B116{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B116 -- no --> B117{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B117 -- no --> B118{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B118 -- no --> B119{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B119 -- no --> B120{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B120 -- no --> B121{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B121 -- no --> B122{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B122 -- no --> B123{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B123 -- no --> B124{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B124 -- no --> B125{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B125 -- no --> B126{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B126 -- no --> B127{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B127 -- no --> B128{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B128 -- no --> B129{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B129 -- no --> B130{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B130 -- no --> B131{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B131 -- no --> B132{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B132 -- no --> B133{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B133 -- no --> B134{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B134 -- no --> B135{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B135 -- no --> B136{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B136 -- no --> B137{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B137 -- no --> B138{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B138 -- no --> B139{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B139 -- no --> B140{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B140 -- no --> B141{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B141 -- no --> B142{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B142 -- no --> B143{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B143 -- no --> B144{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B144 -- no --> B145{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B145 -- no --> B146{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B146 -- no --> B147{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B147 -- no --> B148{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B148 -- no --> B149{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B149 -- no --> B150{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B150 -- no --> B151{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B151 -- no --> B152{SSPA - SSPA ≤ 0}
    B152 -- no --> B153{SSPA - SSPA ≤ 0}
   
```

(4) 代表的な手続き名

begin

 L, H, B, T etc 宣言

procedure HENSIN (パラメタ部) ;

下縁からおのおののPCケーブルまでの距離を求める

procedure SUM (パラメタ部) ;

手続きHENSINで求めた値を合計する

procedure UP KAKU (パラメタ部) ;

上限々界核の座標を求める

procedure LOW KAKU (パラメタ部) ;

下限々界核の座標を求める

procedure KAKU (パラメタ部) ;

任意点の上, 下限限界曲線の座標を求める

procedure NEGIRI (パラメタ部) ;

曲げ剛性係数 (θ) およびねじり剛性係数 (α) を求める

procedure BUNPAI (パラメタ部) ;

主げたの荷重分配における影響線縦距を求める

procedure PCNUMBER (パラメタ部) ;

PC ケーブルの所要本数を求める

procedure KETAMOMENT (パラメタ部) ;

支間中央の曲げモーメントから任意点の曲げモーメントを逆算する

procedure SF (パラメタ部) ;

任意点の合成せん断力を求める

procedure TEIOU (パラメタ部) ;

任意点の抵抗せん断力を求める

procedure EDDGEAN (パラメタ部) ;

けた端面に定着するPCケーブルの曲げ上げ角を求める

procedure YKOBUNPAI (パラメタ部) ;

横げたの荷重分配における影響線縦距を求める

自動設計

```

procedure CABLE (パラメタ部) ;
    おのおののケーブルの長さを求める

procedure LIST ;
    数量計算を行なう

procedure AREA (パラメタ部) ;
    影響線の面積を求める

procedure COEF (パラメタ部) ;
    主げたの荷重分配係数を求める

procedure LIVE MOM (パラメタ部) ;
    活荷重による主げたの曲げモーメントを求める

procedure LIVE SHE (パラメタ部) ;
    活荷重による主げたのせん断力を求める

procedure MOMENT AND SHERE (パラメタ部) ;
    死荷重による主げたについての曲げモーメント, せん断力を求める

procedure HAN (パラメタ部) ;
    斜引張応力張の判定を行なう

procedure PC1 (パラメタ部) ;
    一般構造図中の側面, 平面, 断面図を描く

procedure PC2 (パラメタ部) ;
    一般構造図中の鉄筋加工図, 詳細図, 材料表等を描く

procedure PC3 (パラメタ部) ;
    主げた構造図中の側面・平面・断面図を描く

procedure PC4 (パラメタ部) ;
    主げた構造図中の鉄筋加工図, 詳細図, 材料表等を描く

START : READ (L, B, HOD, N, K, etc) ; .....(データ読み込み)支間, 本線幅, 歩道幅員, 主げた数,
    if L = 0 then go to OWARI;                                橋格等
    断面の仮定, 断面諸定数の計算
    各手続きの実行
go to START ;
OWARI ;
end ;
    
```

自動化

3. 自動設計プログラムによる主題の考察

〔1〕 机上計算による設計手順からの問題点

(1) 経済的けた高および最適主げた数

PC単純Tげた橋のけた高は、一般には $L/20$ くらいと言われていたが、今回自動設計プログラムが完成したので経済的けた高はどのようなものかを確認するため

(1) 支間および幅員を一定にして主げた数を変化させた場合

(2) 支間・幅員および主げた数を一定にしてけた高を変化させた場合

の2点から検討してみた。

上記条件で(1)はコンクリート、PC鋼線ともに許容応力度に近い値をとるようにしてあり、(2)はPC鋼線応力は許容応力に近い値としたが、コンクリートは応力に無関係にけた高を上げた場合で、結果は図-4および図-5のとおりである。工費は上部工一径間当たりで工事規模は三径間を対象とした。また、工事単価は各地建の42年度単価を参考に三種類を考慮したので帯状になっている。

まず、図-4について推論すれば支間25m以下の場合、純工事費は主げた本数にあまり影響なく、25mを越えるとその影響が出てくる。図-6はこの原因をさぐるためのもので

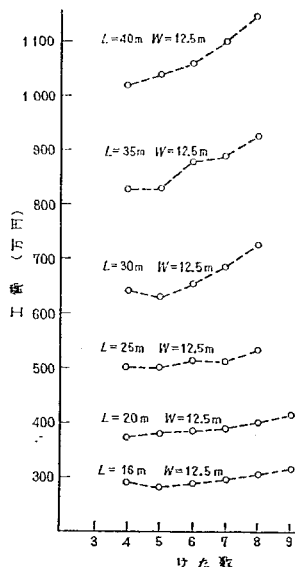


図-4 けた数と工費の関係

あるが、図-6(a)および図-6(b)に示すコンクリート工、型枠く工の影響は出ていない。

しかし、図-6(c)~図-6(e)までのPC鋼線に関係したものをみると、その影響が出ている。したがって、PC橋の経済性を左右する問題の一つにPC鋼材の多少が考えられ、けた高が少々高くなってもPC鋼材の使用量を少なくする方が経済的といえる。

また、主げた数の少ないことが経済的である事は、図-4からも推論されるが同時に、けた高の増加や一本当たりの重量が大きくなり架設機械の大型化につながるし、場所打ち床版幅が広がってPC単純Tげた橋の弱点ともなる。

図-5は、 H/L と純工事費の関係を示し、左下がりの斜線で示す曲線が主げた数を変化させた場合、右下がりの斜線で示す曲線がけた高を変化させた場合であり、各曲線の交点はその主げた本数における経済的 H/L の値を示している。

以上の諸観点から、最適主げた本数は主げた中心間隔

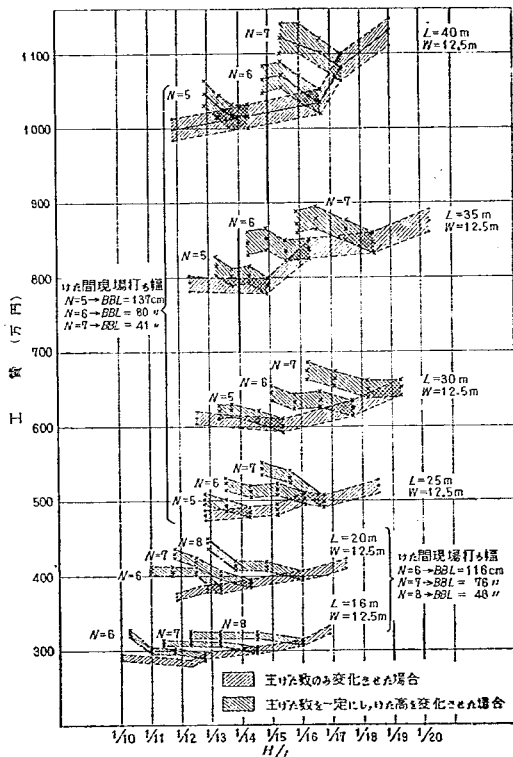


図-5 H/L と工費の関係

が2.0~2.5mになる本数と言え、経済的けた高は、支間25m以下においては $L/15 \sim L/16$ であり、それ以上の場合は $L/17 \sim L/20$ の範囲にあると言える。

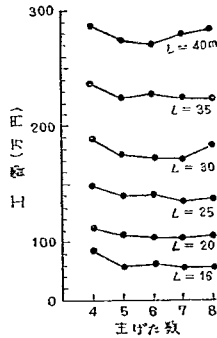


図-6 (a) 主げた数とコンクリート工費の関係

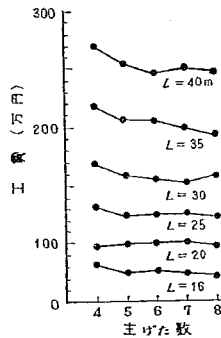


図-6 (b) 主げた数と型わく費の関係

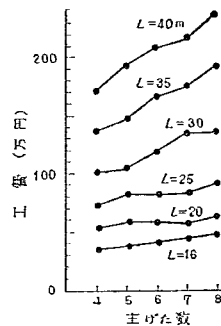


図-6 (c) 主げた数とケーブル工費の関係

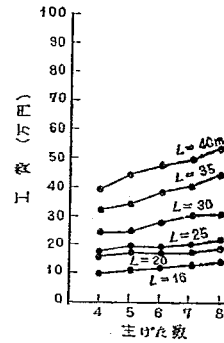


図-6 (d) 主げた数とスース工費の関係

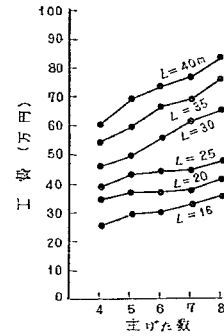


図-6 (e) 主げた数とコーン&緊張工費の関係

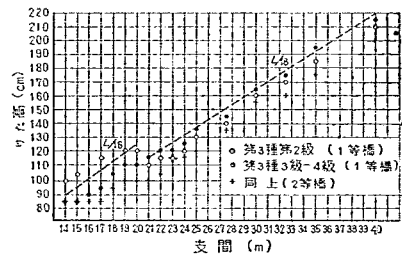


図-7 標準設計のけた高と支間の関係

(2) 横げた数の検討

PC橋のようにその主げた断面が大きくなると横方向のねじれに対する抵抗力は大きくなるので、横げた数は鋼げた橋に比べれば少なくてもよい。しかし、どの程度設ければ主げた断面が経済的になるかは確認されておらず設計者の勘にたよっていた。したがって、標準設計の作

製に当たってどの程度の間隔で設ければよいかを定めるため横げた数の検討を行なった。

そこで、端横げたは設けることを前提に、中間横げたを0本から横げた間隔が5m程度になる本数まで変化させて計算を行なったが、図-8に示すようにけた高にはあまり影響がなく、支間が大きくなると横げた部の自重が増してけた高が大きくなる傾向さえあることがわかった。

これは、荷重分配係数の算定を板理論である Guyon-Massonnet の方法によったためであろうかと思われる。

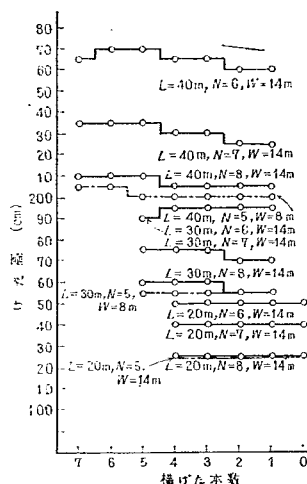


図-8 各支間に対する横げた本数とけた高の関係

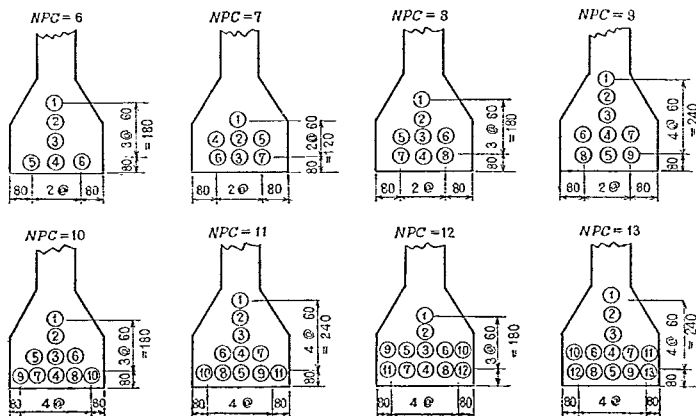


図-9 (a) 支間中央における配置

なお、自動設計プログラムでは入力データで与えるようにしてある。

(3) 支間中央およびけた端面におけるPC鋼線配置の仕方

自動設計で考えたPC鋼線の配置は、図-9のとおりである。当初の設計では、下縁近くに横方向にまとめて配置していたが、曲げ上げを行なうに当たって、下フランジハンチ部のスターラップが支障になる部分が出てきた。

図-9のように、けた上縁まで曲げ上げるケーブルを、けたの中心線に沿って縦方向に配置すればそのような弊害はなくなるが、PC鋼線の図心が高くなって応力的に不経済となることも考えられる。自動設計プログラムでは施工の面から考えてこの配置とした。

(4) 図表の数式化

一般に構造物を設計する場合、計算時間の短縮を計るためあらゆる図表が用意されており便利であるが、自動設計の場合はこのような表を記憶させることは特策でなく原式よりその都度計算した方がはよい。

PC橋の場合でも、荷重分配係数を求めるにはGuyon-Massonnetの作製した図表を用いているが、自動設計のプログラミングに先立ち数式化しなければならなかった。

以下、この部分の数式化を行なったので、その結果とプログラムについて触れる。

主げたの設計における Guyon-Massonnet の基本方程式は、次のように示されている。

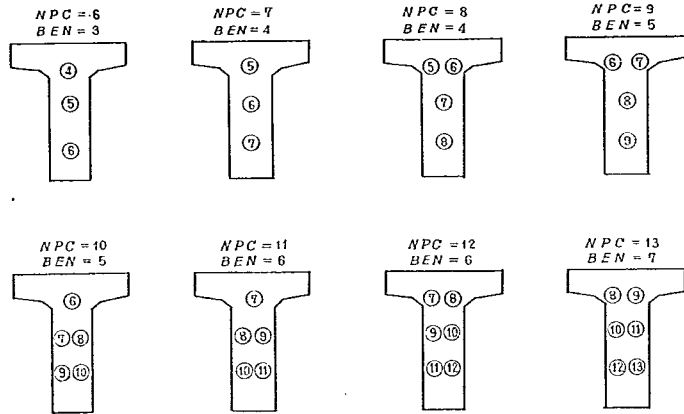

 NPC : 主ケーブル数
 BEN : 曲り上げケーブル数

図-9 (b) 主げた端部における配置

$$B_x \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = P(x, y)$$

ただし

$$B_x = \rho \frac{E \cdot I_x}{1 - \nu_x \nu_y} : x \text{ 方向の板剛性}$$

$$B_y = \rho \frac{E \cdot I_y}{1 - \nu_x \nu_y} : y \text{ 方向の板剛性}$$

 ν_x, ν_y : x 方向, y 方向のポアソン比

 $P(x, y)$: 荷重

 W : 中心面のたわみ

$$H = \alpha \sqrt{B_x \cdot B_y} : \text{板の有効ねじり係数}$$

 上式を $\alpha=0, \alpha=1$ について解き, K_0 および K_1 とすれば, 着目点の影響線縦距は次の式で計算できる。

$$K\alpha_i = K_0 i + (K_1 i - K_0 i) \sqrt{\alpha}$$

 なお, $K_0 i$ および $K_1 i$ は次の式で求めることができる。

$$K_0 i = 2\lambda b \begin{pmatrix} \cos(\lambda y) \cdot \text{Ch}(\lambda y) \\ \cos(\lambda y) \cdot \text{Sh}(\lambda y) \\ \sin(\lambda y) \cdot \text{Ch}(\lambda y) \\ \sin(\lambda y) \cdot \text{Sh}(\lambda y) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \mp \frac{1}{2}, & \frac{-\text{Ch}^2(\lambda b)}{B}, & \frac{\cos^2(\lambda b)}{B}, & 0 \\ \frac{-\text{Sh}^2(\lambda b)}{A}, & \mp \frac{1}{2}, & 0, & \frac{-\cos^2(\lambda b)}{A} \\ \frac{-\sin^2(\lambda b)}{A}, & 0, & \mp \frac{1}{2}, & \frac{-\text{Ch}^2(\lambda b)}{A} \\ 0, & \frac{\sin^2(\lambda b)}{B}, & \frac{-\text{Sh}^2(\lambda b)}{B}, & \mp \frac{1}{2} \end{pmatrix}$$

$$\cdot \begin{pmatrix} \cos(\lambda e) \cdot \text{Sh}(\lambda e) - \sin(\lambda e) \cdot \text{Ch}(\lambda e) \\ \sin(\lambda e) \cdot \text{Sh}(\lambda e) - \cos(\lambda e) \cdot \text{Ch}(\lambda e) \\ \sin(\lambda e) \cdot \text{Sh}(\lambda e) - \cos(\lambda e) \cdot \text{Ch}(\lambda e) \\ -\cos(\lambda e) \cdot \text{Sh}(\lambda e) - \sin(\lambda e) \cdot \text{Ch}(\lambda e) \end{pmatrix}$$

$$\text{但し } \lambda = \frac{\pi}{\sqrt{2} l} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_s}}$$

$$A = 2 \{ \text{Sh}(\lambda b) \cdot \text{Ch}(\lambda b) - \sin(\lambda b) \cdot \cos(\lambda b) \}$$

$$B = 2 \{ \text{Sh}(\lambda b) \cdot \text{Ch}(\lambda b) + \sin(\lambda b) \cdot \cos(\lambda b) \}$$

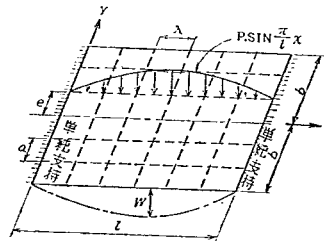


図-10

y: 橋軸より分配係数を求める主げたの中心軸までの距離(m),

e: 橋軸より影響線縦距を求める点までの距離(m),

±の符号は $\begin{cases} y < e \text{ のとき} - \\ y > e \text{ のとき} + \end{cases}$ とする。

Ch: cosh
Sh: sinh } を表わす。

$$K_{1i} = \frac{\sigma b}{2} \begin{pmatrix} \text{Ch}(\sigma y) \\ \text{Sh}(\sigma y) \\ \sigma y \text{Ch}(\sigma y) \\ \sigma y \text{Sh}(\sigma y) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \mp 1 & , & \frac{2+3\text{Sh}^2(\sigma b)}{A} & , & \frac{-2-(\sigma b)^2}{A} & , & 0 \\ \frac{2-3\text{Ch}^2(\sigma b)}{B} & , & \mp 1 & , & 0 & , & \frac{-2-(\sigma b)^2}{B} \\ \frac{-1}{B} & , & 0 & , & \mp 1 & , & \frac{-2-3\text{Sh}^2(\sigma b)}{B} \\ 0 & , & -\frac{1}{A} & , & \frac{-2+3\text{Ch}^2(\sigma b)}{A} & , & \mp 1 \end{pmatrix}$$

$$\cdot \begin{pmatrix} \text{Sh}(\sigma e) - \sigma e \text{Ch}(\sigma e) \\ -\text{Ch}(\sigma e) + \sigma e \text{Sh}(\sigma e) \\ \text{Ch}(\sigma e) \\ -\text{Sh}(\sigma e) \end{pmatrix}$$

但し $A = \sigma b - 3\text{Sh}(\sigma b) \cdot \text{Ch}(\sigma b)$

$B = \sigma b + 3\text{Sh}(\sigma b) \cdot \text{Ch}(\sigma b)$

±の符号は $\begin{cases} y < e \text{ なるとき} - \\ y \geq e \text{ なるとき} + \end{cases}$ とするものとする。

$$\sigma = \sqrt{\frac{2}{\lambda}}$$

またプログラムはプログラム(1)のようになる。

<手続きおよびパラメタ>

BUNPAI(ALPHA, THETA, Y, E, BB, KALPHA, PHA);

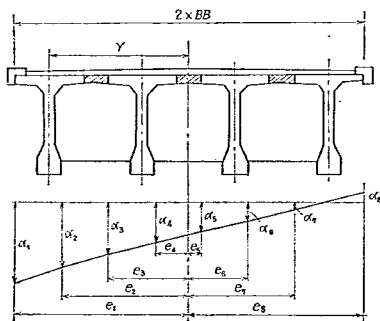


図-11

ALPHA } Saint Venant の式で求まる主げたの曲げ
THETA }

剛性係数およびねじり剛性係数

Y: 分配係数を求めようとするけたの図心から 橋軸までの距離 (m)

E: 縦距を求める点の橋軸に対する距離 (m)

前図において $e_1, \dots, e_8$ 等で橋軸に対して左側 (+), 右側 (-) とする。

BB: 抵抗幅の2分の1 (m)

KALPHA: 求める点の縦距が格納される。

次に横方向の曲げモーメント M_y は次の式で求められる。

$$M_y = b \sin \frac{\pi x}{\ell} \sum_{i=1}^n P_i \mu_i$$

上式において μ_i は主げたと同様

$$\mu_i = \mu_{0i} + (\mu_{1i} - \mu_{0i}) \sqrt{\frac{\alpha}{\alpha}}$$

で求められるが μ_{0i} および μ_{1i} を求める式は次のようになる。

$$\mu_{0i} = \frac{1}{2b\lambda} \begin{pmatrix} \sin(\lambda y) \cdot \text{Sh}(\lambda y) \\ \sin(\lambda y) \cdot \text{Ch}(\lambda y) \\ -\cos(\lambda y) \cdot \text{Sh}(\lambda y) \\ -\cos(\lambda y) \cdot \text{Ch}(\lambda y) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} K_{0i} \text{ の係数と同} \\ \text{マトリクス} \\ K_{0i} \text{ の係数と} \\ \text{同じ} \end{pmatrix}$$

$$\mu_{1i} = \frac{-1}{4\sigma b} \begin{pmatrix} \text{Ch}(\sigma y) \\ \text{Sh}(\sigma y) \\ 2\text{Sh}(\sigma y) + \sigma y \cdot \text{Ch}(\sigma y) \\ 2\text{Ch}(\sigma y) + \sigma y \cdot \text{Sh}(\sigma y) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} K_{1i} \text{ の係数と} \\ \text{同じマトリクス} \\ K_{1i} \text{ の係数と} \\ \text{同じ} \end{pmatrix}$$

またプログラムはプログラム(2)に示ようになる。

<手続き名およびパラメタ>

YKO GUYON (THITA, ARPHA, Y, E, BB, MARPHA):
 THITA } Saint Venant の式により求まるねじり係
 ARPHA }

さ係数による関数値で主げたの設計で用いるものを
 使用する。

Y: 着目点の橋軸に対する距離で 0 m とする。

E: 縦距を求める点の橋軸に対する距離で上図橋軸に
 対して左側を(+) 右側を(-)とする。求める点と
 は、最も不利な条件になるよう輪重をかけた場合の
 直下点であるが、その他、任意に等分点をとれば計
 算の精度もよくなる (m)

BB: 抵抗幅の 2 分の 1 (m)

MARPHA: 縦距が格納される。

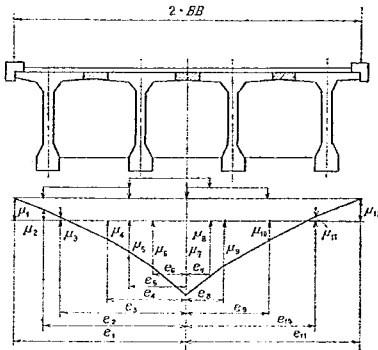


図-12

〔2〕 技術的に修正できた問題点

(1) 主げたの設計において、設計荷重時の合成応 力度が許容応力度を越えた場合の処置

設計荷重時の合成応力度が許容値を越えた場合、けた
 高を増すか PC 鋼線を増すかは、最適設計に近づけるた
 めには重要な問題である。

当初設計では、すべて許容値外の場合けた高の増加を
 行なったが、結果は大きすぎるけた高となった。そこ
 で、設計荷重時の合成応力度が許容値を越えた時点のけた
 高において、プレストレス導入直後の応力度を検討し
 てみたところ、5~10kg/cm² の応力度の余裕があった。
 したがって、このような場合の処置として、設計荷重時
 の合成応力度が許容値を越しても、プレストレス導入直
 後の応力度に 5 kg/cm² 以上の余裕があれば PC 鋼線を
 ふやすようにした。その結果、従来の設計例や標準設計
 図より経済的と思われる主げたの設計がなされるように

なった。

次に、この 5 kg/cm² としたことが妥当であった計算
 結果の 1 例を示す。

図-13は、この部分の流れを取り出したものであり、
 図中、◇ の所が注目する箇所である。

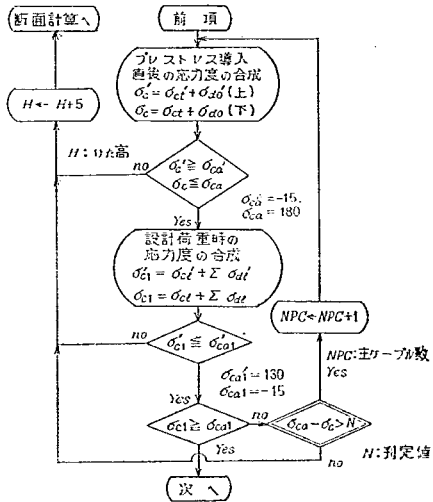


図-13

入力データ

支間 30m 幅員 9.5m (1.5m~6.5m~1.5m)

主げた数 5 本 中間横げた数 2 本

橋格 1 等橋 設計はバーチャルプレストレス

入力条件	けた高	主ケー ブル数
◇ の部分を考慮しないでそのま ゝけた高に feed back した時	175	8
◇ の部分を考慮 任意に計算し N = 5 とした時	160	9
" " N = 7 "	160	9
" " N = 10 "	160	9
◇ の部分を考慮 けた高ケー ブル数を与え N = 3 とした時	190	10
" " N = 5 "	160	9
" " N = 7 "	190	10
" " N = 10 "	190	10

(2) 寸法公差とその管理に関する検討

標準設計は不特定の施工者や施工場所を対象とするために、その安全度を考慮した設計を行なうことが必要である。一方、施工者は示された設計条件どおりの構造物を作製するための十分な管理を行なうべきである。

一般に物をつくる場合、それは設計寸法と多少異なって製作されるのが普通である。このような場合、どのような範囲で管理すべきであるかを考えると、その範囲を小さくすればするほど、精度は高くなるが、その反面施工コストの増大を生じる。また、部材の一部のみ精度がよくしても他の部分がそれに付合っていないければ効果がなく、たとえ部分的に精度が落ちても全体として付合っていることが必要である。

自動車荷重の増大、載荷ひん度の増加等を考慮して決められた設計荷重は、それ以上の荷重は絶対に載荷されないというのではなく、ある確率をもってそれ以上の荷重が載荷されることもあるということを決められている。

また、実際の構造物の強度も現場の施工や使用材料等により幅がある。

そこで、それらが正規分布するとし実際に載荷される荷重と構造物の強度との関係は定性的には図-14のようになろう。

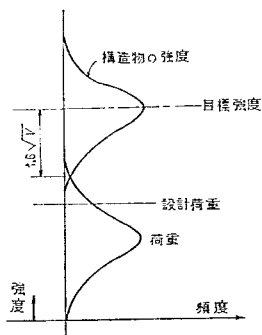


図-14

これらの関係する要因として、PC橋の場合次のことが考えられる。

- (1) 活荷重の大きさとその載荷される確率
- (2) 死荷重の単位重量のばらつき
- (3) 断面形状の寸法誤差
- (4) PCケーブルの配置誤差
- (5) プレスト量のばらつき
- (6) 材料強度のばらつき

上記のうち、ここでは構造物の強度に関係する(3),

(4), (5)について応力度がどう変化するかを、また、(3)の要因のうちどの水準が応力度に対する寄与率が大きいかを標準設計の寸法を使用して調べたので、以下それらの概要について触れてみたい。

(1) 断面形状の寸法誤差と応力度

ある形をもった構造物を施工する場合、施工誤差が伴うことは論を待たないが、ここではPCけたの各断面寸法の施工誤差が及ぼす下縁合成応力度について検討を行なった。図-15は、支間35mにおける各部寸法が施工誤差を生じた場合と設計断面との合成応力度の差を示したものである。

図-15を見るとわかるように、特に腹部の厚さは注意して施工すべきで、他のけたについても大体同様な傾向を示している。

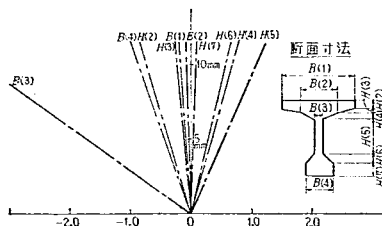


図-15

(2) PC鋼材の配置誤差と応力度

PC鋼材の配置寸法公差を決めるための根本としてはその位置の寸法誤差により生ずる応力度の変化の範囲を決める必要があり、検討の結果PCケーブル個々に変位した場合はもちろん、群として一様に動いても予想していたほどの影響はなかった。

図-16は、支間30m (けた高160cm、ケーブル10本)の場合のPC鋼材の鉛直方向の誤差が応力度およびプレストレス量に及ぼす影響を示したものであり、図-17は

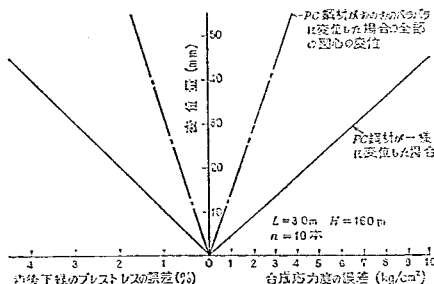


図-16 PC鋼材の鉛直方向の誤差と応力およびプレストレス量との関係

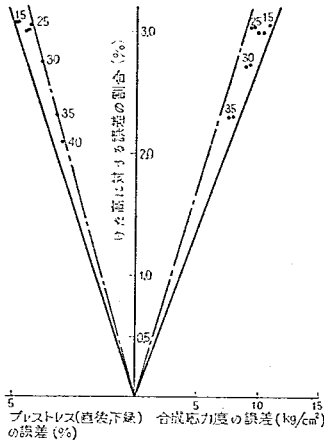


図-17 PC鋼材の鉛直方向の一樣な誤差比率と合成応力およびプレストレス量との関係

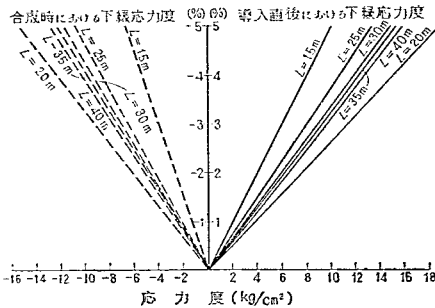


図-18 プレストレスの誤差が導入直後および合成時下縁応力に及ぼす影響

誤差量をけた高との比率で示し、それが各支間の合成応力およびプレストレス量に及ぼす影響を図示したものである。

(3) プレストレスの誤差と応力

図-18は、導入プレストレス量の誤差が導入直後の下縁応力および合成時の下縁応力に及ぼす影響を示したもので、同一なパーセントでは他の誤差に比して、その影響の大きさが伺える。

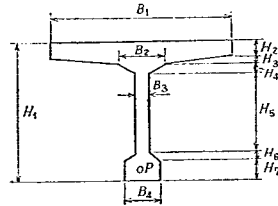
(4) 標準設計の寸法公差と管理について

標準設計において、断面各部寸法の変化、PCケーブルの偏心およびプレストレス量の変化 (y) と合成応力の変化 (x) の関係を

$$x = A \cdot y$$

で表わし、各支間における A の値を求めると表-2 のようになる。

ここに断面各部の記号は次のとおりである。



寸法 (B, H) : cm
偏心量 (e) : けた高に対するパーセント
プレストレス量 (P) : 直後の応力値に対するパーセント

図-19

表-2 各スパンにおける A の値

記号	スパン	15m	17m	19m	20m	21m	25m	30m	35m	40m
B_1		-0.11	-0.11	-0.13	-0.15	-0.15	-0.17	-0.17	-0.17	-0.19
B_2		-0.06	-0.06	-0.07	-0.08	-0.08	-0.08	-0.07	-0.07	-0.08
B_3		-1.78	-1.27	-1.56	-1.99	-1.48	-2.02	-2.95	-3.45	-4.42
B_4		-1.95	-0.55	-0.64	-1.08	-0.97	-0.93	-1.07	-0.87	-0.91
H_2		-0.11	0.08	-0.02	-0.11	-0.08	-0.39	-0.65	-0.73	-0.91
H_3		0.15	0.34	0.28	0.22	0.48	0.16	-0.13	-0.22	-0.37
H_4		0.74	0.93	0.94	0.97	1.48	1.13	0.78	0.67	0.57
H_5		1.10	1.28	1.34	1.41	1.95	1.57	1.19	1.07	0.99
H_6		0.42	1.00	1.01	0.93	1.39	1.03	0.59	0.56	0.45
H_7		-0.33	0.72	0.68	0.44	0.84	0.49	0.00	0.06	-0.06
e		3.25	2.18	2.45	3.04	3.36	3.34	3.58	3.52	3.87
P		1.98	1.42	1.62	1.94	2.09	2.16	2.34	2.35	2.59

次に、寸法と合成応力度の相関および応力度のばらつきの範囲を検討するために、 A の平均値とその2乗値および A の最大値とその2乗値を表-3に求める。

なお、 A の値が負の寸法誤差量を y_1 、 A の値が正の寸法誤差量を y_2 、PCケーブルの偏心誤差を y_3 およびプレストレス量の誤差量を y_4 とする。

表-3 A の平均値および最大値とその2乗値

記 号	A	$(A)^2$	A_{max}	$(A_{max})^2$
B_1	-0.15	0.0225	-0.19	0.0361
B_2	-0.07	0.0049	-0.08	0.0064
B_3	-2.32	5.3824	-4.42	19.5364
B_4	-1.00	1.0000	-1.95	3.8025
H_2	-0.32	0.1024	-0.91	0.8281
H_3	0.10	0.0100	0.48	0.2304
H_4	0.91	0.8281	1.48	2.1904
H_5	1.32	1.7424	1.95	3.8025
H_6	0.82	0.6724	1.39	1.9321
H_7	0.32	0.1024	0.84	0.7056
c	3.18	10.1124	3.87	14.9769
ρ	2.05	4.2025	2.59	6.7081

また、以上の分散は加法により求められるので、平均値と最大値のそれを次に求める。

(1) 平均値の場合

$$\begin{aligned}\sqrt{V_{mean}} &= \sqrt{\sigma_{B1}^2 + \dots + \sigma_{B4}^2 + \sigma_{H2}^2 + \dots + \sigma_{H7}^2} \\ &\quad + \sigma_c^2 + \sigma_\rho^2 \\ &= \sqrt{8.9916y_1^2 + 3.0954y_2^2 + 15.0544y_3^2} \\ &\quad + 9.3636y_4^2\end{aligned}$$

(2) 最大値の場合

$$\begin{aligned}\sqrt{V_{max}} &= \sqrt{23.9137y_1^2 + 6.4875y_2^2 + 15.0544y_3^2} \\ &\quad + 9.3636y_4^2\end{aligned}$$

いま $y_1 = 1\text{cm}$ $y_2 = 1\text{cm}$ $y_3 = 1\%$ $y_4 = 1\%$ とすれば $\sqrt{V_{mean}} = 5.47\text{kg/cm}^2$

$$\sqrt{V_{max}} = 7.40\text{kg/cm}^2$$

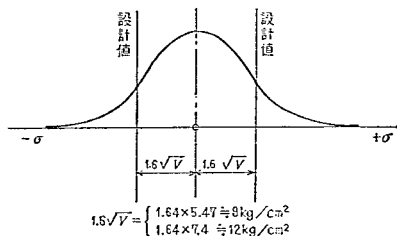


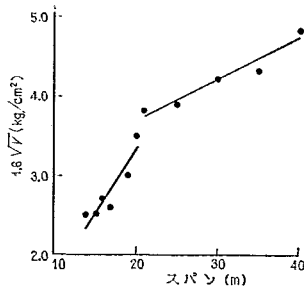
図-20 設計値と施工目標値との関係

以上より5%の危険率を考えることにより各部寸法の平均値の位置を求めれば

(1) $B_1, B_2, B_3, B_4, H_2, H_3$ は設計寸法よりおの1.6 $\sqrt{V}$ だけ小さい値を目標とする。

(2) H_4, H_5, H_6, H_7 および c, ρ に関しては1.6 $\sqrt{V}$ だけ大きめに目標を決めるようにする。

以上のことをBSCP116の公差を使って各スパンの1.6 $\sqrt{V}$ を求めたものが図-21である。

図-21 スパンと1.6 $\sqrt{V}$ との関係

(3) 原因系の追求まで行なった問題点

(1) 床版のプレストレス効果

横締めケーブルの配置について、その上下移動はフランジ厚が小さいだけに問題のあるところである。

したがって、標準設計におけるその許容値決定に当たって、現在のセット位置(上フランジ下縁より7cm)から2mmごとに20mmまで上下移動させた場合のプレストレス効果ひいては横締め間隔への影響はどうなるかを検討したが、結果は図-22に示ようになる。

標準設計は、床版厚を18cmに統一してあるので図-22(c)について論じる。

現在のセット位置より上方向は、5mmまで移動してもさほどの影響はないように思われ、また、下方向は12mm位までは移動しても問題はないようである。

この場合、上方向に移動させた時は支間中央における応力度で制約され、下方向に移動させた時は支間端部における応力度で制約される。

また、床版厚が16~20cmまでの図形を見ると直線的なものから曲線に変化しているが、これは床版が厚くなるほど鋼線と断面中立軸との距離が中央においては大きくなり、端部においては小さくなるからである。

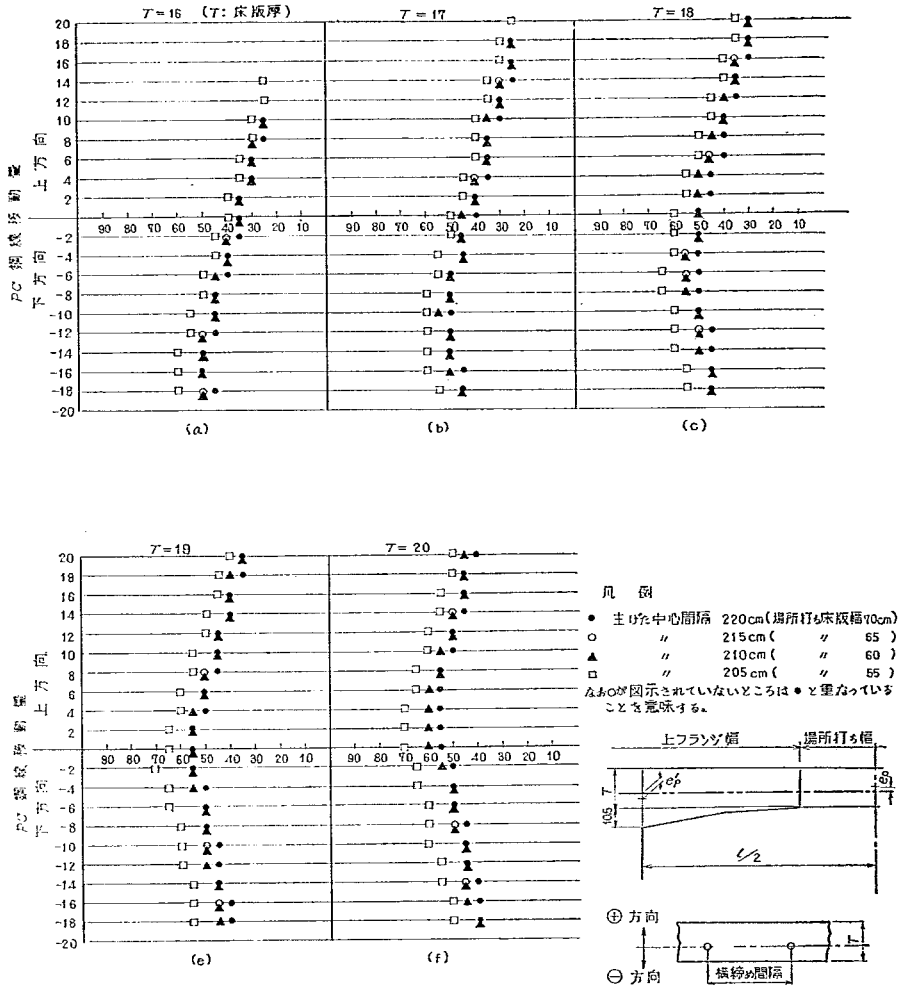


図-22 PC鋼線の円心移動に対する横筋の間隔

(2) 床版場所打ち部の強度について

首都高連1号線の事故以来、場所打ち部の設計施工についてつとに厳格になってきた昨今、標準設計の作製に当たっても十分の検討を行なうようにとの指示に基づいて実験と現橋の実態調査による検証を行なったが、その目的と概要は次のとおりである。

現在までに標準設計用として主げた構造図153種類の図化を行なったが、その中で場所打ち部に輪荷重のかか

る回数が多いと思われるものを取り出し、設計断面および応力状態そのままの供試体を作製し、静的および動的実験を行なってその強度特性を調べる。

供試体の横筋めは、鋼棒を使用し鋼線から換算した緊張力を導入した。

供試体は、静的および動的実験用にそれぞれ次の個数で行なう。

(1) 基本供試体

動的実験用 4 { 間詰め部分のあるもの 2
 間詰め部分のないもの 2
 静的実験用 4 { 間詰め部分のあるもの 2
 間詰め部分のないもの 2
 (2) 版供試体
 動的実験用 4 { 間詰め部分のあるもの 2
 間詰め部分のないもの 2

静的実験用 2 { 間詰め部分のあるもの 1
 間詰め部分のないもの 1

なお、実験は橋梁研究室に依頼したが、結果は土木技術資料 vol No.4 に発表されているので省略する。

また、P C 工業協会に依頼して現橋の実態調査を行なったが、結果は表-4に示すとおりである。

表-4 P C 道路橋床版実態調査表 43.8 調

橋名	所在地	支間幅員	間詰めコンクリート	間詰め部分の鉄筋			クラック有無	摘 要
				幅	厚	φピッチ		
1 石川高架	中央自動車道(八王子市)	21.90(m)	10.95(m)	560	160	D13	300	OKK 42年4月完工 継ぎ鉄筋は上下交互
2 野川高架	第三京浜道路(川崎市)	25.00(m) (ゲルバ吊りげた)	14.05(m)	363	184	9	200	OKK 40年 住友と joint
3 目久尻川	道路公園京浜海老名～綾瀬	33.50(m)	14.55(m)	1,450	180	9	200	道P 41年11月完工
4 町屋橋	東京都青梅市日影和田	24.30	7.5	550	150	9	300	道P 41年3月完工
5 小田急高架	道路公園京浜大和～町田市	23.30(m)	19.0(m)	700	180	D13	200	道P 42年8月完工
6 春日橋	中央自動車道八王子インター	26.41(m)	11.5～16.35	780	180	D13	600	なし 住友41年
7 野川高架	第三京浜道路	25.00(m) (ゲルバ吊りげた)	14.05(m)	363	184	9	200	なし 住友41年 OKKと joint
8 境橋	千葉開発局(姉ヶ崎)	15.67(m)	8.03(人)4.00	812	160	9		PS
9 大磯高架	建設省横浜国道事務所	20.00(m)	7.75	上 1,360 下 1,320	220	13	300	PS 田島 PC 橋梁
10 酒匂高架	同 上	20.30(m)	7.75	700	170	13	500	PS ブロックを継ぎ合わせ施工

また、重交通車両の通過ひん度増加の傾向があり、その影響の最も大きい床版について現行の後輪荷重 8 t を 10t, 12t にして計算した結果は次に示すとおりであるが

現在12-φ5 mmを使用しているものを12-φ7 mmに変えれば十分安全である。

表-5 荷重の変化に対する床版部の計算 (12-φ5 mmを12-φ7 mmとした場合)

荷重	主げた中心間幅	間詰め幅	床版厚	横締め間幅	一本当り張力(kg)	支間中央部				片持部				備 考
						曲げモーメント	曲げ応力	プレストレスによる応力	合成応力	曲げモーメント	曲げ応力	プレストレスによる応力	合成応力	
t	cm	cm	cm	cm		t-m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	t-m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
10	215	65	18	70	41,560	2.72	50.4	11.0	61.4	4.56	33.7	35.1	40.3	上縁 ≧ 0 下縁 ≧ 110
								55.0	4.6			6.6		
12	215	65	18	60	41,560	3.22	59.7	12.8	72.5	5.41	40.0	40.9	47.7	
								64.1	4.4			7.7		

(4) 今後に残された問題点

PC道示8.4条には、Tげた橋における床版の曲げモーメントが示されており設計者は簡単に計算できるようになっているが、これは机上における設計々算の簡略化をはかったにすぎず、現在の荷重条件に対して十分安全な設計ができ厳密に論ずれば不経済な設計と言えないこともない。したがって、電算の普及が進んだ現在においてはもう少し理論的な値を検討する必要があると思われる。自動設計プログラムも上述の方法に従っているが、主げたと床版との関連性をつかみ、そこから計算される曲げモーメントで設計を行えば、理論的にも経済的にも最適設計に近づけることができる。

現在、FEMのプログラムを開発中であり、これが完成すればこの問題も検討できていると思っている。

次に、主げたの設計において、その曲げモーメントの計算をGuyon-Massonnetの方法によったが、このほか、Leonhardt, Homberg, Courbon's等の方法があり、これらを用いて比較設計も行なってみたいと思っている。

現在、Guyon-MassonnetおよびCourbon'sの方法はプログラムが完成しているがLeonhardtおよびHombergについては開発中である。

4. 標準設計(PCT)に関する問題点の考察

(1) 適用支間範囲について

前述したように設計対象支間は17種類としたが、架設地点の状況により支間の変更を必要とする場合のために、25m以上における1等橋の主げたについて同じ断面の適用可能範囲の検討を行なった。

各支間における主げた断面の決定は幅員23種類について計算を行ない、その結果から支間20m以下においては幅員10m以上とそれ以下について、支間21m以上においては9.5mを境に2種類の主げたについて最も安全と思われるものを選び出し、けた高は5cm単位に調整した。

その結果、ある幅員では許容値いっぱいのものがあるが全体的にみると余裕のある設計となっている。

したがって、場所打ち床版幅が65cm、60cm、55cmとなる幅員構成で各支間における主げたの適用支間を50cmピッチで計算してみた、結果は図-23に示すとおりであるが場所打ち部が60cm以上となる幅員では主げたの上下の伸びが思わしくない。したがって、場所打ち部が55cm以下(主げた間隔2.05m以下)であれば幅員のいかんにかかわらず適用支間範囲が広くなると思われ、材料計算も中央断面に関して計算すれば簡単に求まる。

なお、計算は断面、主ケーブルの曲げ上げに関しては変化させず支間中央における主ケーブルの水平部分を伸

縮させて行なった。

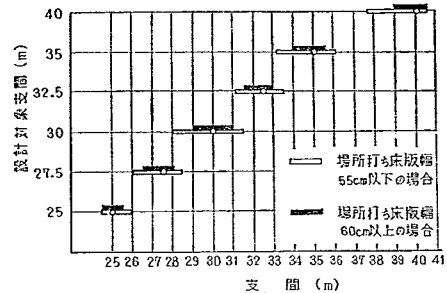


図-23 主げた別適用支間範囲(1等橋のみ)

(2) 斜角左の図面を斜角右に適用する場合

左から右になった場合でも材料は変わらない、施工図を必要とする場合は一般構造図の平面図の部分のみ裏側からトレースし青焼きなどをしたものをはりつけて処理すればよい。

なお、主げた構造図中の平面図については、斜角右のものを続けて図化し第13巻に集録してある。

(3) 雪荷重を考慮する場合

標準設計(PCT)では、雪荷重を見込まなかったの降雪地帯で使用する場合は検討する必要がある。前にも記したが、同一主げたを数種類の幅員について使用したので幅員によっては応力度が十分余裕がある場合や許容値いっぱいの場合がある。したがって、応力度表を参照して検討をするが、ここではその方法について触れる。

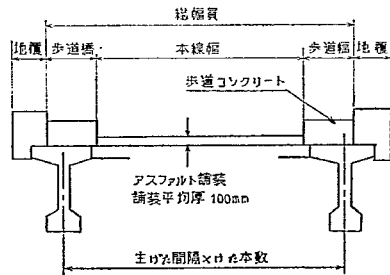


図-24

総幅員に対して雪荷重が等分布に载荷したものとする。

雪による曲げモーメント M_s

$$M_s = w_s \times \frac{L^2}{8}$$

$$w_s = h_s \times B_s \times \frac{1}{N} S_s$$

L : 支間

h_s : 積雪高

S_s : 雪の単位重量 (300kg/m³を標準とする)

ただし活荷重が載る場合は、 $h_s \times S_s = 100\text{kg/m}^2$ とすればよい。

N : 主げた数

B_s : 橋幅

雪による曲げ応力度

$$\text{上縁 } \sigma_{s,s'} = \frac{M_s}{W'}$$

$$\text{下縁 } \sigma_{s,s} = \frac{M_s}{W}$$

W' , W : 合成断面の上, 下縁の断面係数

この $\sigma_{s,s'}$, $\sigma_{s,s}$ を合成応力度に合成して許容値以内であれば安全である。

〔4〕 主げた間隔を変化して幅員調整を行なう場合

本標準設計は、型わく (メタルフォームを対象とした) 回転をよくするためなどから、同一支間同一主げたを目に作業を進めたが、同一支間でも橋幅員によるけた高の差がかなりあり、やむを得ず1等橋2種、2等橋1種の計3種で構成した。

従って主げたの決定に当たっては23通りの幅員について計算し、その中から最も条件の悪いものを採用してあるので床版場所打ち幅が20cm~60cmの範囲であれば主げた間隔を変化させて幅員の調整を行なっても応力的にも安全である。

5. 標準設計と自動設計

自動設計プログラムが一群の設計条件に対して、設計・施工管理等を総合した場合の最適解を追求するものであるのに対して、標準設計の成果 (標準設計図) はある範囲における自動設計の結果の中から統合的な1つの結果を得ることが要求される。

したがって、標準設計は幅員23種 (1等橋20種、2等橋3種)、支間17種の図面を一般構造図1152枚、主げた構造図153枚にまとめ総計1955種類の組み合わせができるようにしてあり、また適用支間範囲の検討や主げた間隔を変化して幅員調整を行なう場合などの検討を行なって一応安全と思われる適用範囲を決めてあるので、支間14m から40mの間であれば材料計算のやり直しだけですみ広く利用できる。

そこで、自動設計プログラムを使って標準設計を作製した段階において考慮した点に触れたからその相違点をさぐってみた。

〔1〕 けた高について

標準設計は、計画当初同一支間、同一主げたを目標にしていたのであったが、23種類の幅員について計算してみたところ一等橋のみでも1本の主げたに統一することは不経済になる。また、支間方向からもなめてみることも必要であった。

表-6は、支間25mにおけるけた高を決定するための資料であり、横に並んだ計算値がそれぞれ自動設計の結果でけた高のみについて言えば105cmから140cm までであるものを標準設計では1等橋は130cmと135cmの2種類、2等は120cmの1種類にまとめた。

表-6 主 げ た 決 定 資 料 (支間25m)

総幅員一車道一步道主げた数	けた高	主ケーブル数		中間横げた厚		床版厚		横締め間隔		下縁応力度	
		計算値	採用値	計算値	採用値	計算値	採用値	計算値	採用値		
m m m	cm			cm		cm		cm		kg/cm ²	
13.0—9.0—2.0	7	125		8		25		18		— 12.3	
12.5—7.5—2.5	7	125		8		25		18		— 9.8	
11.5—7.5—2.0	6	130		8		20		18		— 9.5	
11.0—8.0—1.5	6	130		8		25		18		1.6	
11.0—7.0—2.0	6	130		8		25		18		0.9	
10.5—7.5—1.5	6	120	130	8	8	20	25	18	18	55	—14.2
10.5—7.0—1.5	5	135		8		20		19		50	—14.2
10.5—6.5—2.0	6	130		8		25		18		50	6.2
10.0—7.0—1.5	6	130		8		25		18		50	12.0
10.0—6.0—2.0	6	130		8		25		18		50	11.5
9.5—6.5—1.5	5	130		8		25		18		50	— 6.2

表-6 のつづき

総幅員—車道—歩道	主けた数	けた 高		主ケーブル数		中間横けた厚		床 版 厚		横締め間隔		下縁応力度
		計算値	採用値	計算値	採用値	計算値	採用値	計算値	採用値	計算値	採用値	
m m m		cm				cm		cm		cm		kg/cm ²
9.5—8.0—0.75	5	135		8		20		18		50		— 0.9
9.0—6.0—1.5	5	135		8		20		18		50		7.6
9.0—7.5—0.75	5	135		8		20		18		50		5.6
8.0—8.0—0	5	135		8		20		18		50		16.2
8.0—6.5—0.75	5	120	135	8	8	20	20	17	18	50	50	—13.3
8.0—6.5—0.75	4	140		8		20		19		55		—12.6
7.5—6.0—0.75	4	135		8		20		18		50		—10.0
7.0—7.0—0	4	130		8		20		18		55		—11.2
6.5—6.5—0	4	125		8		20		17		50		— 8.8
(2等橋)												
8.0—6.5—0.75	5	110		8		20		17		50		— 7.2
8.0—6.5—0.75	4	125		9		20		19		55		— 0.5
7.5—6.0—0.75	4	120	120	8	8	20	20	18	18	50	50	—14.0
7.0—7.0—0	4	110		8		20		18		55		—13.3
6.5—6.5—0	4	105		8		20		17		50		—12.8

〔2〕 上フランジ幅と下フランジ幅について

標準設計では、上フランジおよび下フランジの幅は、支間20m以下の場合120cmと40cm、21m以上の場合は150cmと50cmに統一してある。これらも標準設計なるがゆえに統一した値であるが、上フランジ幅を限定したことによってある幅員では場所打ち床版幅がうまくとれない場合があり、主けた本数を一本増加しなければならないことと許容値ぎりぎりの設計となっている場合がある。

また、下フランジ幅を限定したことはプレストレス導入時においてけた高の増加につながった感もあり、もう少し広くすれば現在の標準設計は多少けた高が低くなるのではないかと思われるが、余裕があることは適用範囲が広がるので一概にはいえない。

次に、自動設計プログラムでけた高を制限して設計を行なう場合は、下フランジ幅を1cmずつ調整しけた高へのフィードバックをしないようにしてあり、また、主けたの断面形状で妥当な数値を決め得るようなものについては入力データとして与え、より最適な設計となるよう考慮した。

6. 標準設計 (PCT) における各種図表

標準設計作製のため計算した結果をまとめたので参考

資料として述べる。

- (1) 標準設計のけた高と支間の関係……………付図-1
- (2) 活荷重合成分けたと標準設計のけた高の比較……………付図-2
- (3) 支間と最大曲げモーメントの関係……………付図-3
- (4) 主けた自重による曲げモーメントおよび主けた1本当たり重量……………付図-4
- (5) 活荷重による曲げモーメント……………付図-5
- (6) セン断力と支間の関係……………付図-6
- (7) 主けた一本当たりおよび一連当たりコンクリート体積……………付図-7
- (8) 主けた一本当たりおよび一連当たり鉄筋量……………付図-8
- (9) 主けた一本当たりおよび一連当たり型わく量……………付図-9
- (10) 主けた一本当たりおよび一連当たり P C 鋼線量……………付図-10
- (11) 主けたコンクリート、全コンクリート単位体積当たりおよび単位橋面積当たり鉄筋量……………付図-11
- (12) 主けたコンクリート、全コンクリート単位体積当たりおよび単位橋面積当たり P C 鋼線量……………付図-12

- (13) 主げたコンクリート単位体積当たりおよび単位橋面積当たり型わく量……………付図-13
 (14) 中央断面の支間別総張力(平均) ……付図-14
 (15) 支間と反力……………付図-15

7. む す び

ポストテンション方式によるPC単純Tげた橋の自動設計手続きならびに標準手続きについて、その作成作業の概要とその問題点について述べたが、そのうちおもなものを列記すると次のように要約することができる。

(1) 机上計算による設計手順からの問題点

(a) けた高とけた本数

けた高は一般的に $L/20$ といわれていたことを確認するため検討したが、支間25m以下では $L/15 \sim L/16$ であり、それ以上では $L/17 \sim L/20$ の範囲にある。また、その場合の主げた数は主げた間隔が2.0~2.5mとなる本数と考えてよい。

(b) 横げた本数

PC橋の場合横げた本数をどの程度にすればよいかを標準設計作成に当たって検討したが、結果は本数の増加につれてけた高の増加がみられた。したがって、標準設計ではその間隔を10mを目安として本数を決定した。

(c) 図表の数式化

設計々算を行なう場合多くの図表が用意されており簡単に設計を行なうことができるが、自動設計の場合はこのような表を記憶させることは一般に得策でなく原式よりその都度計算した方が早い。

ここでは、Guyon-Massonnetの方法に基づく荷重分配係数の算定式を数式化して用いた。

(2) 技術的に修正できた問題点

(a) 合成応力度が許容値を越えた場合のけた高とPC鋼材の増分判定

設計荷重時において合成応力度が許容値を越えた場合けた高またはPC鋼材のうちどちらを増すかについてはプレストレス導入直後の応力度の判定を $180 - (\sigma_c + \sigma_{a0}) > 5 \text{ kg/cm}^2$ とし、上記判定にかかる場合はPC鋼材を、それ以外の場合はけた高の増加を行なった。この方法はある支間については繰り返し回数が多くなるが全体としては妥当な数値に収まった。

(b) 寸法公差とその管理

各部断面の施工誤差、鋼材の配置誤差およびプレストレス量の導入誤差と、けた中央における曲げ合成応力度との相関と各要素の寄与率を求めた。

その結果曲げ合成応力度との関連性は、同一寸法公差の場合は腹板厚の影響が最も強く、またプレストレス量の誤差も想像以上に寄与率が高いのに対し、工事仕様書

や検査基準でかなり厳格に規制されているPC鋼材の配置誤差は前二者に比べてあまり大きな影響は及ぼさないという結果を得た。

(3) 原因系の追求まで行なった問題点

(a) 床版のプレストレス効果

標準設計における床版横締めケーブルの図心を上下に移動させてその許容値をさぐったが、現在のセット位置より上方向には5mm以内、下方向には12mm以内の範囲にあればよいことがわかった。

(b) 床版の場所打ち部の強度

自動設計の結果の中から、場所打ちコンクリート部に輪荷重のかかる回数が多いと思われるパターンを抽出し橋梁研究室において14個の供試体を作製して、静的および動的実験を行なったが、正常な施工であれば自動設計通りのPC橋は十分な耐荷力があることが確認された。

(4) 標準設計に関する問題点

標準設計は幅員23種類、支間17種類の組み合わせをすべて計算しその中から幅員方向と支間方向からみた総合的な設計となっており、これに斜角90°, 75°, 60°の3種類を考えているのでその組み合わせだけでも1955種類となる。

また、ある幅員を除いては余裕のある設計となっているのでその適用範囲もさらに広くなると思われ、2, 3の項目について検討を行なった。

以下、それらの諸点を要約すれば次のようになる。

(i) 適用支間範囲

上記のように、その設計対象支間は14mから1mビッチで25mまでの12種類、27.5mから2.5mビッチで35mまでおよび40mの5種類、総計17種類としたが、25mを超えた場合2.5mおきの設計となっているので、現場の状況からどうしてもその間のものが必要となる場合が生じる。

したがって、このような場合に標準設計を適用するには、直近上位のけたを使用し、中央部のケーブルが水平な部分を調整すればよいとの結果を得た。

この場合の計算は、中央部のケーブルが水平な部分を50cmビッチに伸縮させて計算を行なった。

(ii) 雪荷重を考慮する場合

標準設計は雪荷重を考慮していないので雪荷重を見込む場合の応力度の検討の仕方を述べたが、舗装設計厚を10cmとしてあるので雪荷重はある程度カバーされると思われる。

また、雪荷重を見込んだ場合と見込まない場合も検討したが、さほどの差はなかった。

さらに、次の標準設計改訂にそなえて次の諸点についての標準化された構造物に対する実測結果の解明が必要

であると考えられる。

- (1) 設計を Guyon-Massonnet の方法だけでなく、Homberg, Leonhardt および Courbon's の方法によった場合の比較設計について
- (2) 設計支間範囲はこれでよいか
- (3) 断面形状および配筋状態の施工性からの問題点はないか
- (4) 標準設計図とその付属構造物との関連性はどうか
- (5) F , E , M を使用した場合の床版の設計法について

技術管理室で行なったPC単純Tげた橋の標準設計の自動化作業は一応、建設省制定土木構造物標準設計13～17巻の発刊によって第一段階の作業は終わったが、われわれが成果と考えているものはこの結果得られた自動設計計算プログラム、自動図化プログラムあるいはその結果描かれた図面を写真にとって発刊された標準設計図そのものではなくて、これらの作成作業を通じて得られた従来の設計手順を見直す新たな観点を得たこと、ならびにPC単純Tげた橋について得た種々の問題点およびその解明結果であって、これらの作業を今後とも他の種々の構造物に適用することによって構造物の自動設計の一般化された手続きおよび標準化の一般的方法論の追求が行なわれることを期待して本文を終わることとしたい。

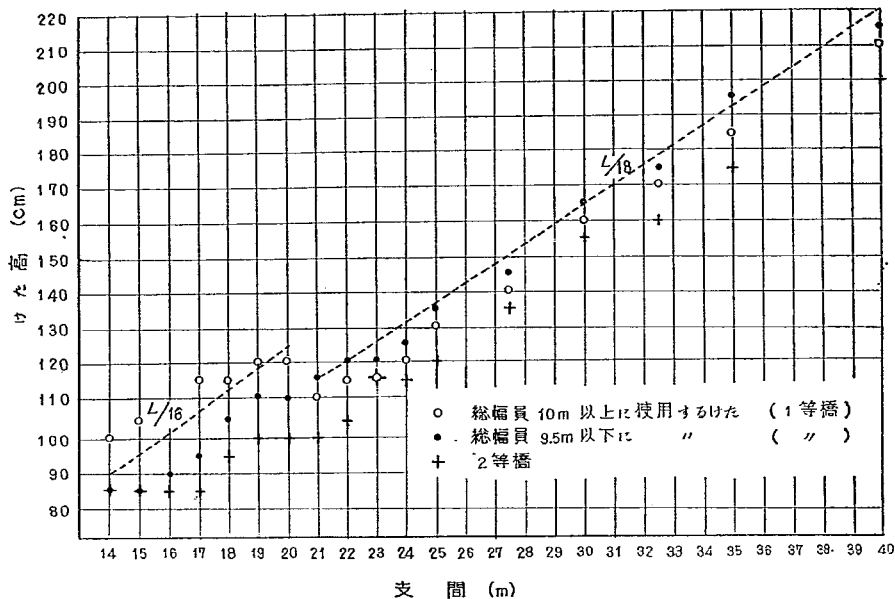
終わりに、設計手順の検討については土木構造物標準化連絡会、橋梁上部工標準化分科会およびPC工業協会

の技術部会の御助力があり、自動図化プログラムの作成については、日本構造橋梁KK片山英二、オリエンタルコンクリートKK平山邦夫両氏の協力があったことを付記して感謝の意を表する。

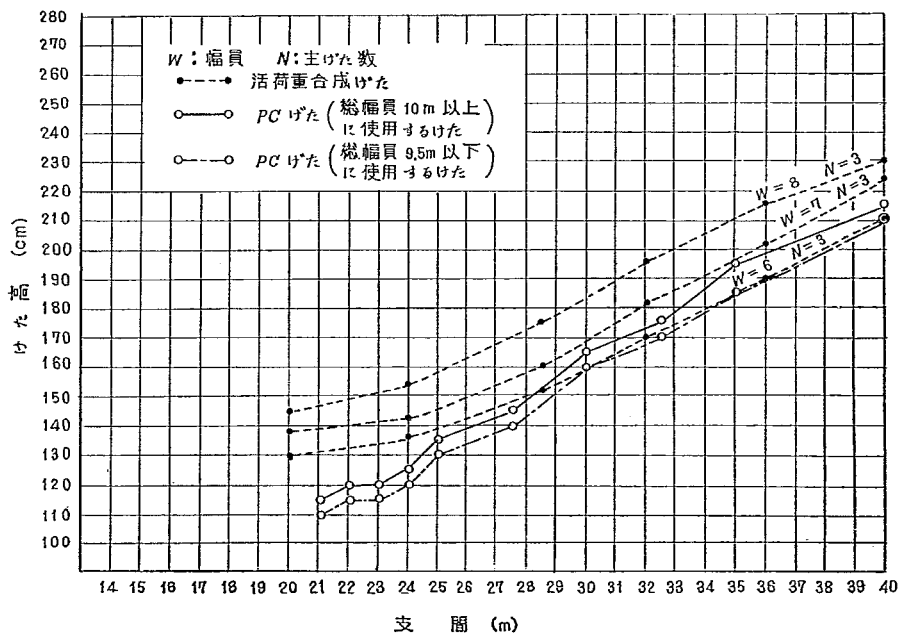
参 考 文 献

1. 木村公道他「PC橋の設計」オーム社
2. 佐伯俊一「プレストレストコンクリート橋」理工図書
3. 猪股俊司「プレストレストコンクリート橋の設計および施工」技報堂
4. 横道英雄「コンクリート橋」技報堂
5. 高島春夫「道路橋の横分配実用計算法」(前・後編)現在社
6. M. Ch. Massonnet "COMPLÉMENTS A LA MÉTHODE DE CALCUL DES PONTS A POUTRES MULTIPLES." Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics-No169, janvier 1962
7. 中村慶一「アルゴリズムプログラミング入門」森北出版
8. 中村慶一「技術者のための統計解析」山海堂
9. 中村慶一「昭和44年度土木研究所講演会集」
10. 「標準設計13～17巻」全日本建設技術協会
11. 「標準設計13～17巻の手引き」同上
12. 「土木研究所資料第480号」(中村, 岩松, 工藤)

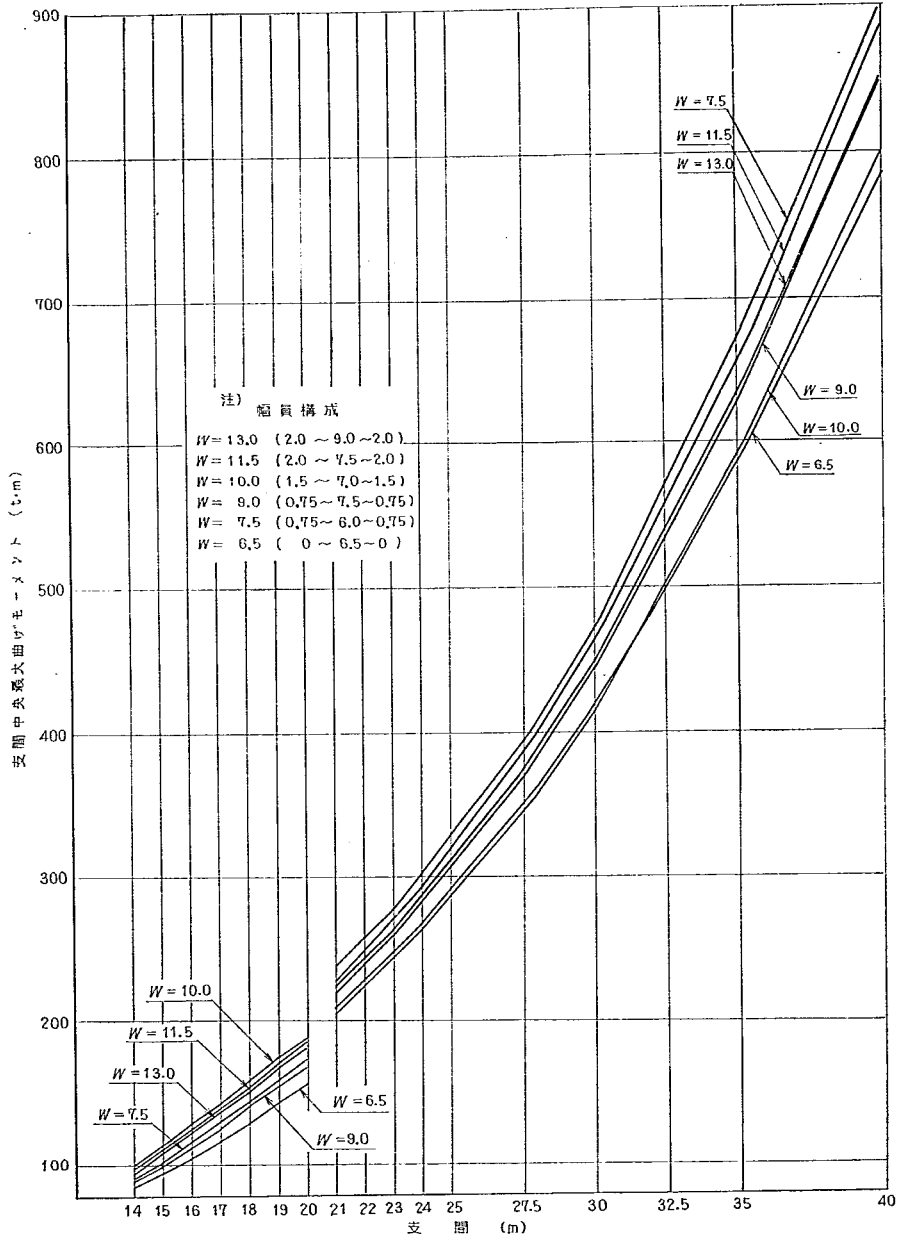
付 図



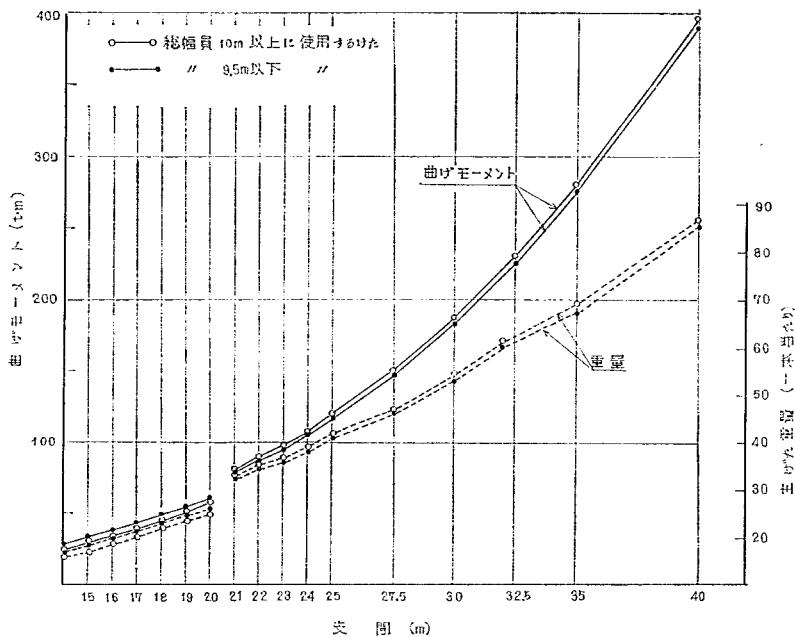
付図-1 標準設計のけた高と支間の関係



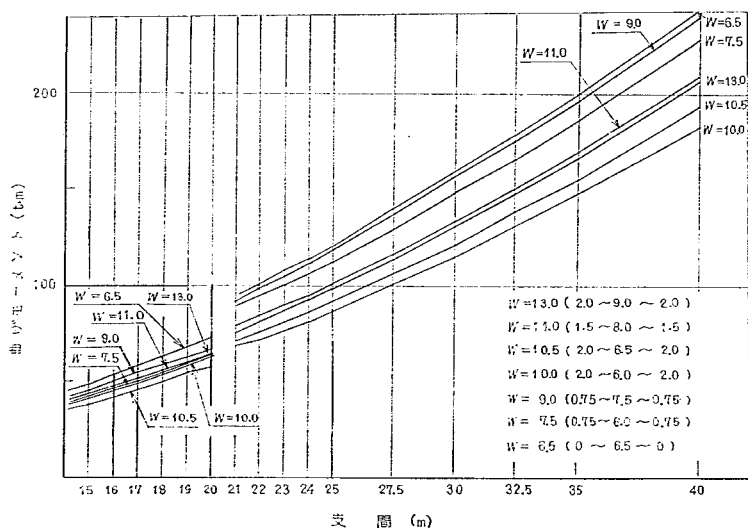
付図-2 活荷重合成分けたと標準設計における支間とけた高の比較



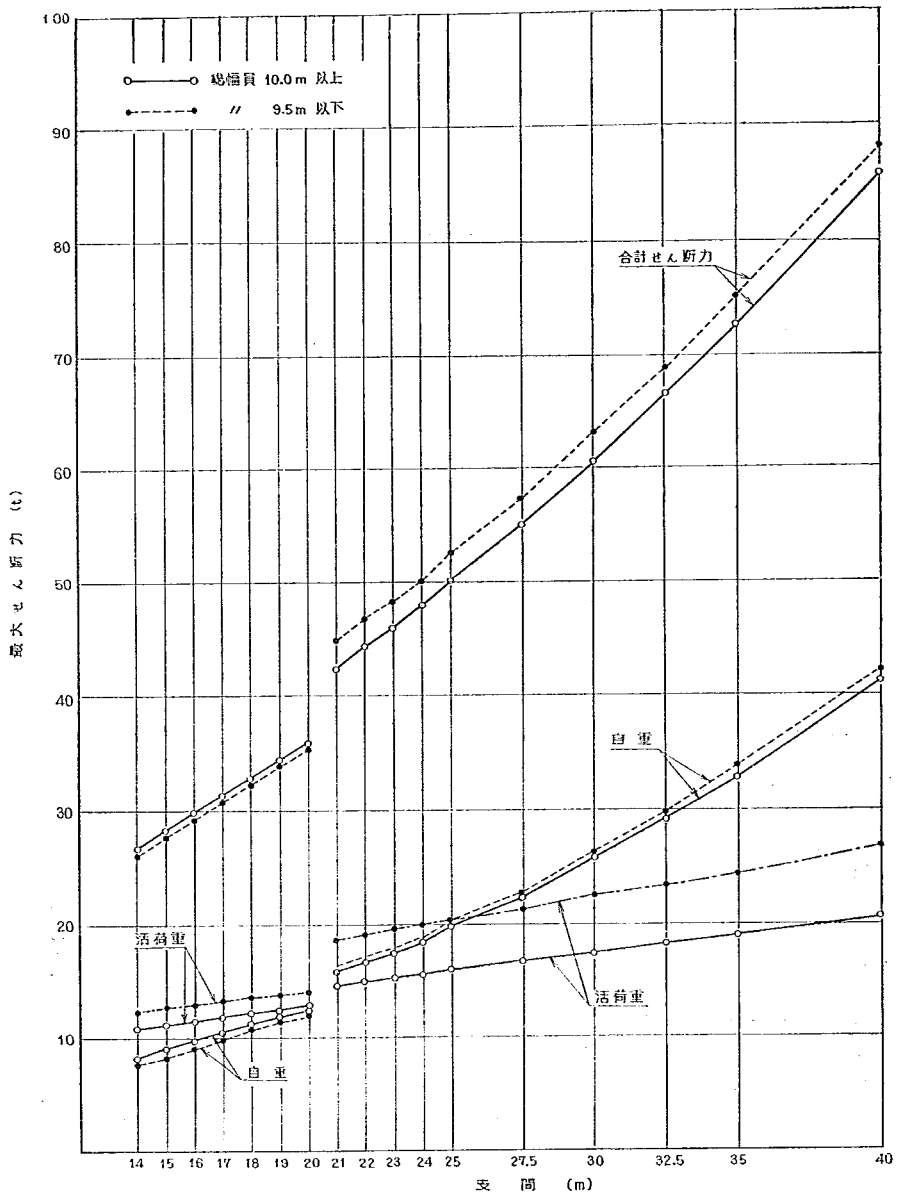
付図-3 標準設計 (PCT) における支間と最大曲げモーメントの関係



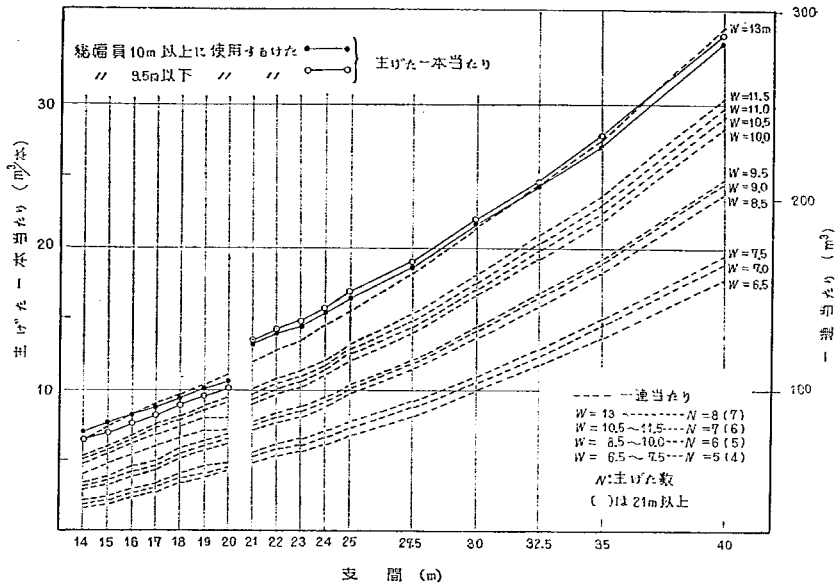
付図-4 主げた自重による曲げモーメント主げた一本当たり重量 [ton]



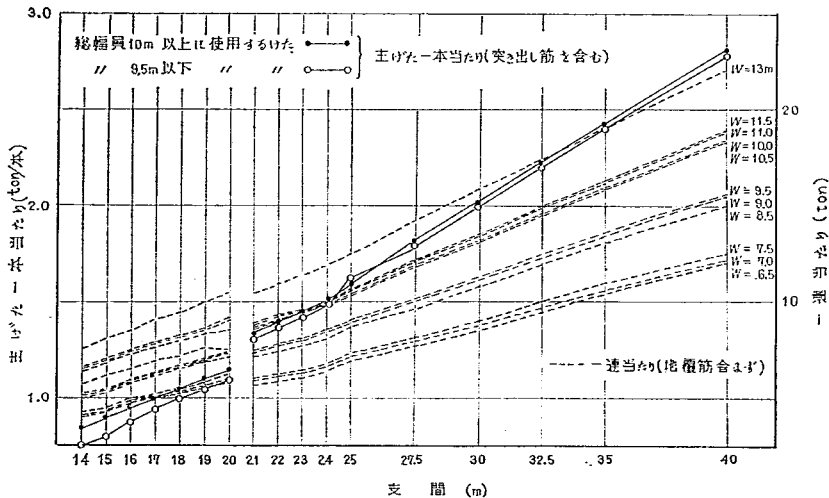
付図-5 活荷重による曲げモーメント



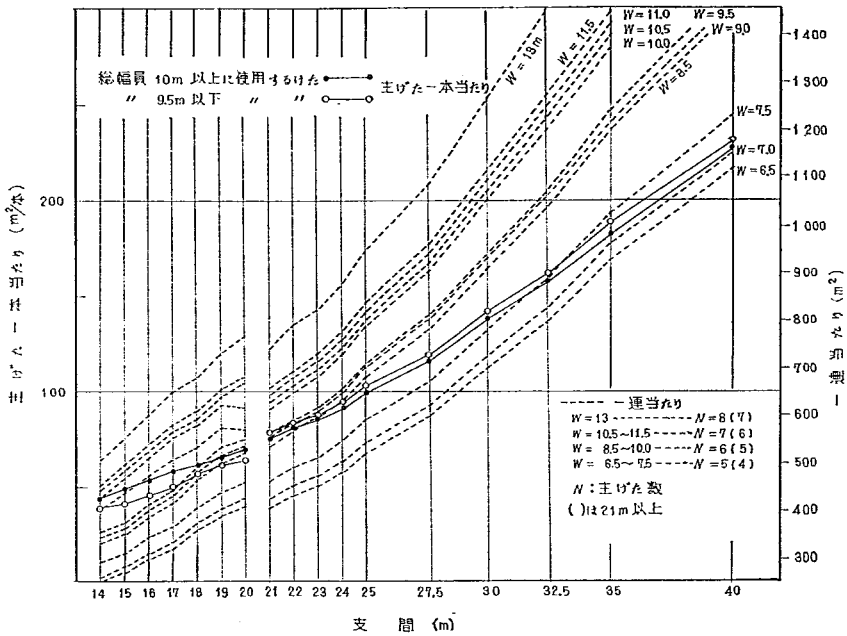
付図-6 標準設計 (PCT) におけるせん断力と支間の関係



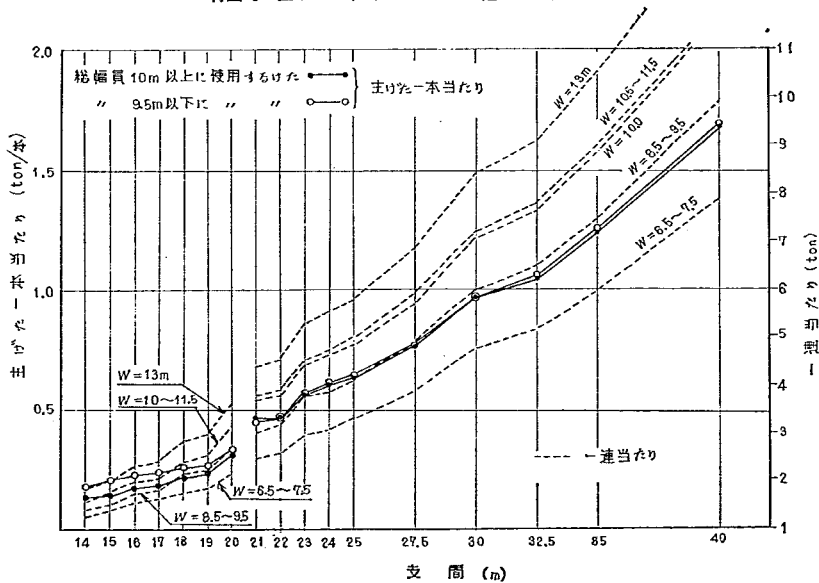
付図-7 主げた一本当たりおよび一連当たりコンクリート体積（地覆・歩道は含まず）



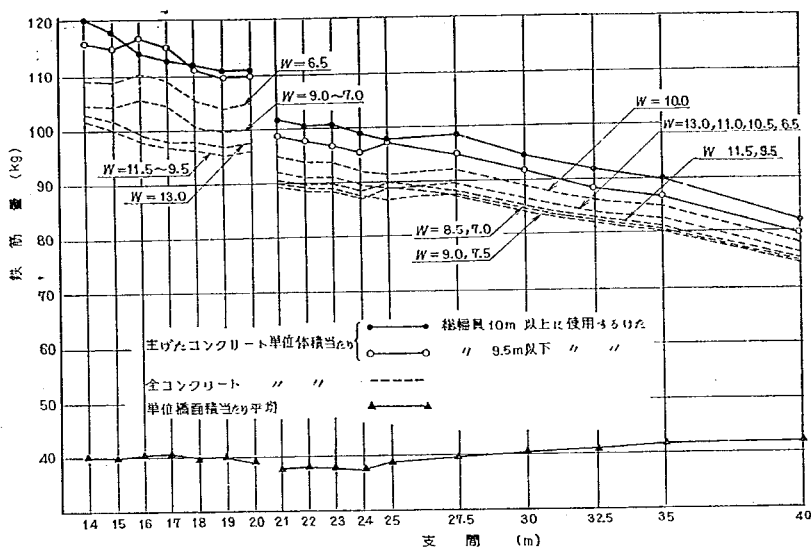
付図-8 主げた一本当たりおよび一連当たり鉄筋量



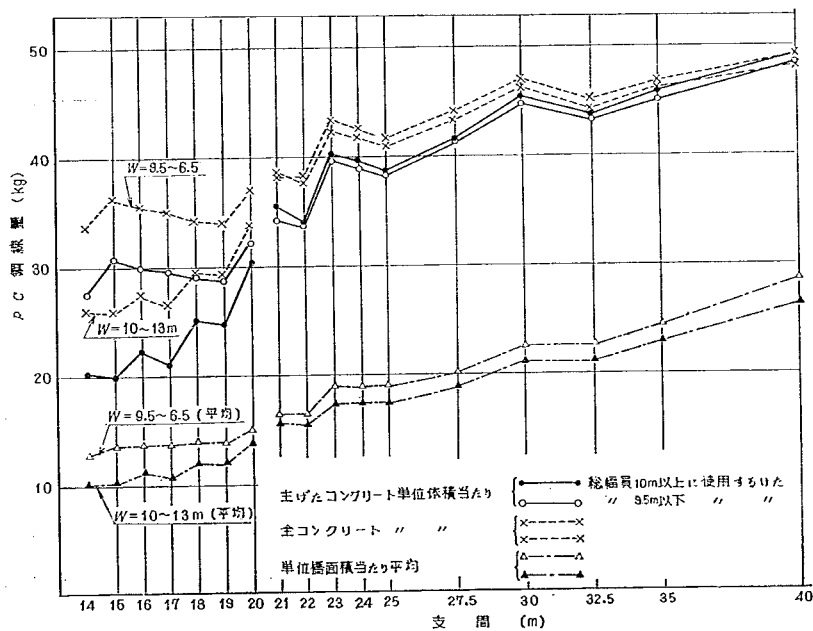
付図-9 主げた一本あたりおよび一連あたり型わく量



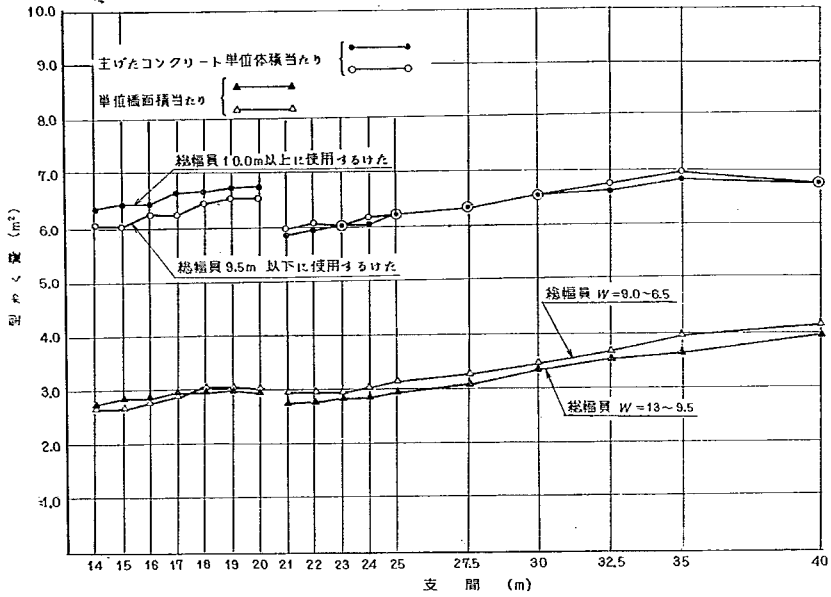
付図-10 主げた一本あたりおよび一連あたりPC鋼線量



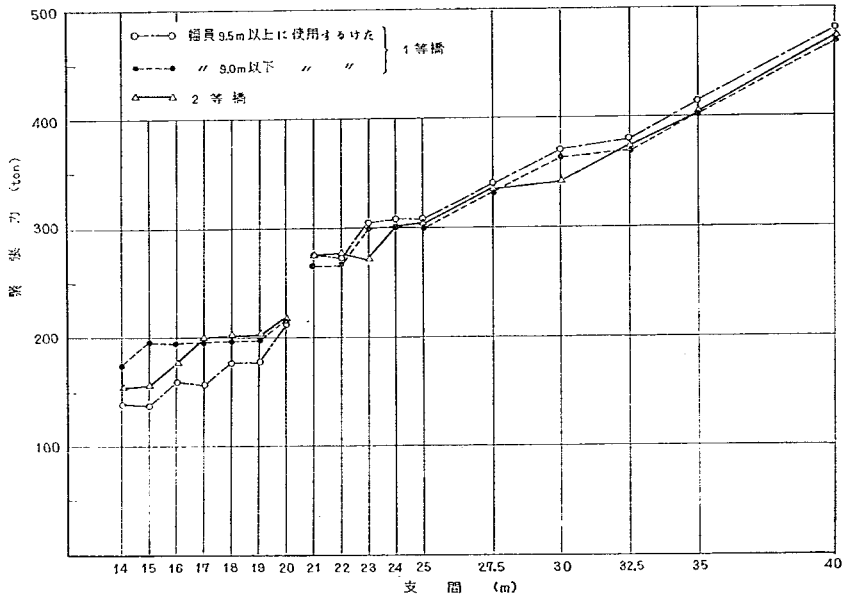
付図-11 主げたコンクリート・全コンクリート単位体積当たりおよび単位橋面積当たり鉄筋量



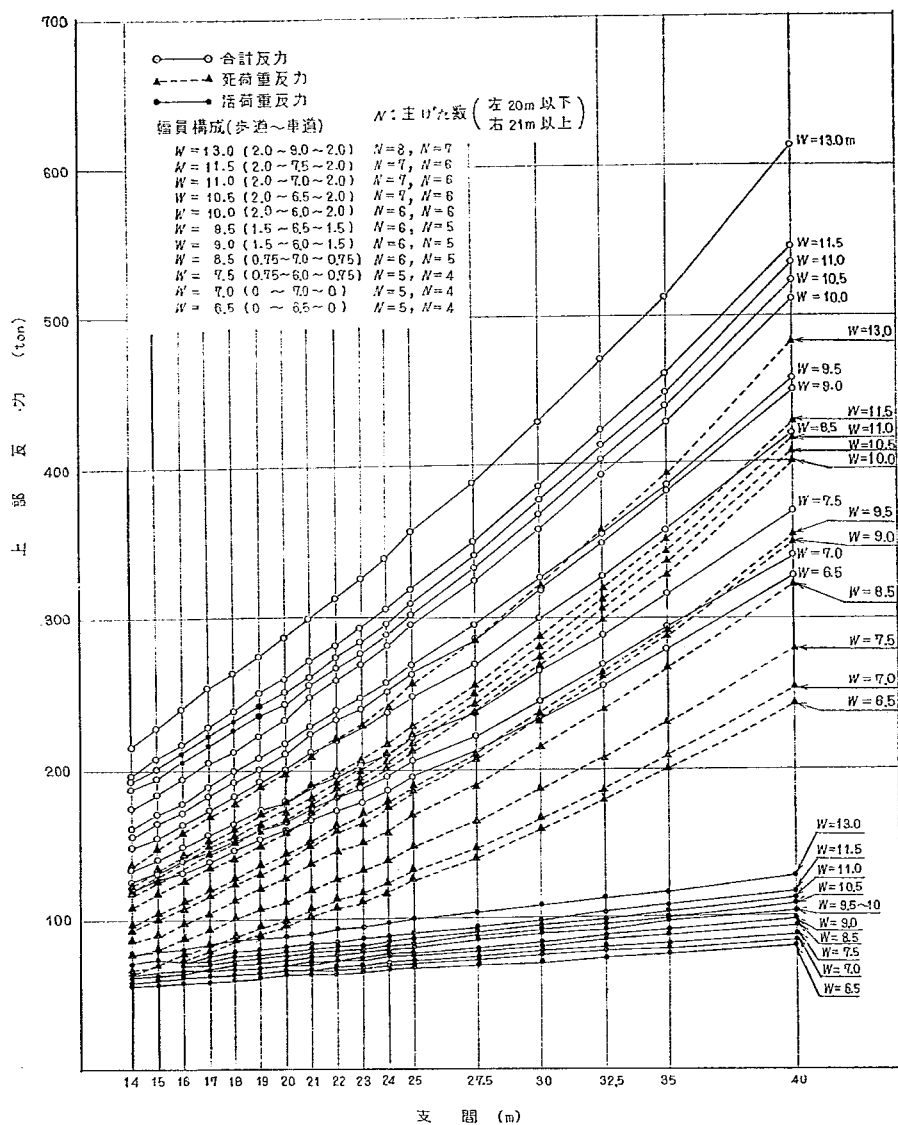
付図-12 主げたコンクリート・全コンクリート単位体積当たりおよび単位橋面積当たりP C 鋼線量



付図-13 主げたコンクリート単位体積当たり・単位横断面積当たり型わく量



付図-14 中央断面の支間別総緊張力 (平均)



付図-15 支間と反力

プログラム(1) 主げたの荷重分配係数を求めるためのプログラム

```

procedure BUNPAI(ALPHA,THETA,Y,E,BB,KARPHA);
  value ALPHA,THETA,Y,E,BB;
  real ALPHA,THETA,Y,E,BB,KALPHA;
begin
  real SHIGMA,KO,K1,R,H1,H2,H3,H4,H5,H6,
    H7,AM,BM;
  array A,C,AB[1:4],B[1:4,1:4];
  integer I,J;
  procedure HCOS(X,S);
    value X;
    real X,S;
    begin
      real K;
      K:=X↑2;
      S:=(((2819019210-14*K+247944427810-14)*
        *K+0.001388892599)*K+0.041666665796
        )*(K+0.5)*K+0.9999999999;
    end;
  procedure HSIN(X,S);
    value X;
    real X,S;
    begin real Z;
      Z:=X↑2;
      S:=(((2825412710-13*Z+0.000198342754)*
        Z+0.008333363992)*Z+0.1666666611)*
        Z+1.0)*X;
    end;
begin
  R:=THETA*3.1415926536/(1.41421356*BB);
  SHIGMA:=3.1415926536*THETA/BB;
  HCOS(R*Y,H1); HSIN(R*Y,H2);
  HSIN(R*BB,H3); HCOS(R*BB,H4);
  HSIN(R*E,H5); HCOS(R*E,H6);
  AM:=2.0*(H3*H4-SIN(R*BB)*COS(R*BB));
  BM:=2.0*(H3*H4+SIN(R*BB)*COS(R*BB));
  A[1]:=COS(R*Y)*H1; A[2]:=COS(R*Y)*H2;
  A[3]:=SIN(R*Y)*H1; A[4]:=SIN(R*Y)*H2;
  B[1,1]:=if Y<E then -0.5 else 0.5;
  B[1,2]:=-1.0*H4↑2/BM; B[1,3]:=COS(R*BB)↑
    2/BM;
  B[1,4]:=0.0; B[2,1]:=-1.0*H3↑2/AM;
  B[2,2]:=if Y<E then -0.5 else 0.5;
  B[2,3]:=0.0;
  B[2,4]:=-1.0*COS(R*BB)↑2/AM;
  B[3,1]:=-1.0*SIN(R*BB)↑2/AM; B[3,2]:=0.0;
  B[3,3]:=if Y<E then -0.5 else 0.5;
  B[3,4]:=-1.0*H4↑2/AM; B[4,1]:=0.0;
  B[4,2]:=SIN(R*BB)↑2/BM;
  B[4,3]:=-1.0*H3↑2/BM;
  B[4,4]:=if Y<E then -0.5 else 0.5;
  C[1]:=COS(R*E)*H5-SIN(R*E)*H6;

```

```

C[2]:=SIN(R*E)*H5-COS(R*E)*H6;
C[3]:=SIN(R*E)*H5+COS(R*E)*H6;
C[4]:=-COS(R*E)*H5-SIN(R*E)*H6;
for I:=1 step 1 until 4 do
  begin AB[I]:=0.0;
    for J:=1 step 1 until 4 do
      AB[I]:=AB[I]+A[J]*B[J,I];
    end;
  end;
KO:=0.0;
for I:=1 step 1 until 4 do
  KO:=KO+AB[I]*C[I];
KO:=2.0*R*BB*KO;
HCOS(SHIGMA*Y,H1); HSIN(SHIGMA*Y,H2);
HCOS(SHIGMA*BB,H3); HSIN(SHIGMA*BB,H4);
HSIN(SHIGMA*E,H5); HCOS(SHIGMA*E,H6);
AM:=SHIGMA*BB-3.0*H4*H3;
BM:=SHIGMA*BB+3.0*H4*H3;
A[1]:=H1; A[2]:=H2; A[3]:=SHIGMA*Y*H1;
A[4]:=SHIGMA*Y*H2; B[1,1]
B[1,1]:=if Y<E then -1.0 else 1.0;
B[1,2]:=(2.0+3.0*H4↑2)/AM;
B[1,3]:=(-2.0-(SHIGMA*BB)↑2)/AM;
B[1,4]:=0.0; B[2,1]:=(2.0-3.0*H3↑2)/BM;
B[2,2]:=if Y<E then -1.0 else 1.0;
B[2,3]:=0.0; B[2,4]:=(-2.0-(SHIGMA*BB)↑2)/BM;
B[3,1]:=-1.0/BM; B[3,2]:=0.0;
B[3,3]:=if Y<E then -1.0 else 1.0;
B[3,4]:=(-2.0-3.0*H4↑2)/BM; B[4,1]:=0.0;
B[4,2]:=-1.0/AM; B[4,3]:=(-2.0+3.0*H3↑2
)/AM;
B[4,4]:=if Y<E then -1.0 else 1.0;
C[1]:=H5-SHIGMA*E*H6;
C[2]:=-H6+SHIGMA*E*H5;
C[3]:=H6; C[4]:=-H5;
for I:=1 step 1 until 4 do
  begin AB[I]:=0.0;
    for J:=1 step 1 until 4 do
      AB[I]:=AB[I]+A[J]*B[J,I];
    end;
  end;
K1:=0.0;
for I:=1 step 1 until 4 do
  K1:=K1+AB[I]*C[I];
K1:=K1*SHIGMA*BB/2.0;
KALPHA:=if ALPHA=0.0 then KO
          else KO+(K1-KO)*SQRT(ALPHA);
end;
end;

```

プログラム(2) 横げたの荷重分配係数を求めるためのプログラム

```

procedure YKO GUYON(THITA,ARPHA,Y,E,BB,MARPHA);
value THITA,ARPHA,Y,E,BB;
real THITA,ARPHA,Y,E,BB,MARPHA;
begin
  procedure HCDS(X,S);
    value X;
    real X,S;
    begin
      real K;
      K:=X↑2;
      S:=((((2819019210-14*K+247944427810-14)*K+0.00138889
        2599)*K+0.041666665796)*K+0.5)*K+0.9999999999;
    end;
  procedure HSIN(X,S);
    value X;
    real X,S;
    begin real Z;
      Z:=X↑2;
      S:=((((2825412710-13*Z+0.000198342754)*Z+0.00833336
        3992)*Z+0.1666666611)*Z+1.0)*X;
    end;
  real SSHIG,MO,M1,R,A1,A2,A3,A4,A5,A6,A7;
  begin
    real AM,BM;
    array A,C,AB[1:4],M[1:4,1:4];
    integer I,J;
    R:=THITA*3.1415926536/(1.41421356*BB);
    SSHIG:=3.1415926536*THITA/BB;
    HSIN(R*Y,A1); HCOS(R*Y,A2); HSIN(R*BB,A3);
    HCOS(R*BB,A4); HSIN(R*E,A5); HCOS(R*E,A6);
    AM:=2.0*(A3*A4-SIN(R*BB)*COS(R*BB));
    BM:=2.0*(A3*A4+SIN(R*BB)*COS(R*BB));
    A[1]:=SIN(R*Y)*A1; A[2]:=SIN(R*Y)*A2;
    A[3]:=-COS(R*Y)*A1; A[4]:=-COS(R*Y)*A2;
    M[1,1]:=if Y<E then -0.5 else 0.5;
    M[1,2]:=-1.0*A4↑2/BM; M[1,3]:=COS(R*BB)↑2/BM;
    M[1,4]:=0.0; M[2,1]:=-1.0*A3↑2/AM;
    M[2,2]:=if Y<E then -0.5 else 0.5; M[2,3]=0.0;
    M[2,4]:=-1.0*COS(R*BB)↑2/AM;
    M[3,1]:=-1.0*SIN(R*BB)↑2/AM;
    M[3,2]=0.0; M[3,3]:=if Y<E then -0.5 else 0.5;
    M[3,4]:=-1.0*A4↑2/AM; M[4,1]=0.0;
    M[4,2]:=SIN(R*BB)↑2/BM; M[4,3]:=-1.0*A3↑2/BM;
    M[4,4]:=if Y<E then -0.5 else 0.5;
    C[1]:=COS(R*E)*A5-SIN(R*E)*A6;
    C[2]:=SIN(R*E)*A5-COS(R*E)*A6;
    C[3]:=SIN(R*E)*A5+COS(R*E)*A6;
    C[4]:=-COS(R*E)*A5-SIN(R*E)*A6;
  end;

```

```

for I:=1 step 1 until 4 do
begin AB[I]:=0.0;
  for J:=1 step 1 until 4 do
  AB[I]:=AB[I]+A[J]*M[J,I];
end;
MO:=0.0;
for I:=1 step 1 until 4 do
MO:=MO+AB[I]*C[I];
MO:=MO/(2.0*R*BB);
HCOS(SSHIG*Y,A1); HSIN(SSHIG*Y,A2);
HSIN(SSHIG*BB,A3); HCOS(SSHIG*BB,A4);
HSIN(SSHIG*E,A5); HCOS(SSHIG*E,A6);
AM:=SSHIG*BB-3.0*A3*A4; BM:=SSHIG*BB+3.0*A3*A4;
A[1]:=A1; A[2]:=A2; A[3]:=2.0*A2+SSHIG*Y*A1;
A[4]:=2.0*A1+SSHIG*Y*A2;
M[1,1]:=ifY<Ethen-1.0else1.0;
M[1,2]:=(2.0+3.0*A32)/AM;
M[1,3]:=(-2.0-(SSHIG*BB)2)/AM; M[1,4]:=0.0;
M[2,1]:=(2.0-3.0*A42)/BM;
M[2,2]:=ifY<Ethen-1.0else1.0; M[2,3]:=0.0;
M[2,4]:=(-2.0-(SSHIG*BB)2)/BM; M[3,1]:=-1.0/BM;
M[3,2]:=0.0; M[3,3]:=ifY<Ethen-1.0else1.0;
M[3,4]:=(-2.0-3.0*A32)/BM; M[4,1]:=0.0;
M[4,2]:=-1.0/AM; M[4,3]:=(-2.0+3.0*A42)/AM;
M[4,4]:=ifY<Ethen-1.0else1.0;
C[1]:=A5-SSHIG*E*A6; C[2]:=-1.0*A6+SSHIG*E*A5;
C[3]:=A6; C[4]:=-1.0*A5;
for I:=1 step 1 until 4 do
begin AB[I]:=0.0;
  for J:=1 step 1 until 4 do
  AB[I]:=AB[I]+A[J]*M[J,I];
end;
M1:=0.0;
for I:=1 step 1 until 4 do
M1:=M1+AB[I]*C[I];
M1:=-1.0*M1/(4.0*BB*SSHIG);
GARPHA:=if ARPHA=0.0 then MO else
MO+(M1-MO)*SQRT(ARPHA);
end;
end;

```

ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する実験研究

土木研究所報告139-1

昭. 46. 2 (1971)

吉田 巖, 足立義雄

要 旨

ケーソン基礎の静的水平抵抗は、古くから取り扱われており、わが国では物部博士以降の研究が有名であり、外国では、一般に Pole Theory と呼ばれて研究されてきた。これらがいずれも地盤条件を1個の仮定条件の上に組み立てられ、種々多様な地盤条件を反映することに対し十分とは言えない。

本論文では、取り扱いを静的な線形領域の場に限定し、各種地盤調査法の中から変形特性を測定する試験法を抽出し、相互の関係を明らかにしつつ、径30cmの円形剛板载荷試験から求めた変形係数を基準値として、バネ評価を行ない、地盤条件に忠実な変位の計算式を提案した。

ついで、室内模型実験および実橋脚の実測を行ない、提案式の信頼度を検証した。

以上を総括して、ケーソン基礎の水平挙動についての推定法を提案すると同時に、現場载荷試験方法を新たに提案した。

キーワード (ケーソン, 地盤反力係数, 変形係数, 現位置試験法, 载荷試験)

橋梁の耐震設計に関する研究 (Ⅲ)

土木研究所報告139-2

昭. 46. 2 (1971)

——橋梁の振動減衰に関する実測結果——

栗林栄一, 岩崎敏男

要 旨

本報告は実橋における既往の振動試験の結果から道路橋の振動性状を統計的に求めたものである。

まず、過去約10年間にわたって実施された道路橋の54の振動試験結果の概要を示し、次いで橋梁構造の振動性状、特に固有周期と減衰定数の関係を統計的に求めたものである。

キーワード (道路橋, 振動, 減衰)

PC単純Tげた橋の自動設計方式に関する研究

土木研究所報告139-3

昭. 46. 2 (1971)

中村慶一, 岩松幸雄, 工藤真之助

要 旨

建設省制定土木構造物標準設計13~17巻としてポストテンション方式によるPC単純Tげた橋を制定するに当たり、電子計算組織による最適設計計算ならびに製図方式による方針のもとに従来の手計算による設計手順の再検討を行ない、経済的けた高と本数、最適横げた数、荷重分配係数の自動計算、寸法公差と管理、床版のプレストレス効果、床版の場所打ち部の強度等種々の問題点を見だし、それぞれ理論計算、実験等によって現時点における解決策を見いだすことができた。

またさらに、設計計算ならびに図化の全過程の自動化、さらに標準化に当たって新しい問題点に当面したが、これらについても一応の解決策を得ることができた。

本文は自動設計手順の概要ならびにこれらの諸問題とその解決策について述べたものである。

キーワード (PC, 単純Tげた橋, 自動設計, 標準設計, 寸法公差, 施工管理, 荷重分配, ギオン・マンネ, ALGOL, 経済的けた高)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 139, February 1971

Experimental Studies on Statical Lateral Restraint
of Caisson Foundations

Iwao Yoshida
Yoshio Adachi

Synopsis:

The present paper shows the calculation formula of deformation under fitting application of ground conditions within statical linear behavior of foundations.

The method is based on the consideration that the standard value of the coefficient of soil reaction is estimated from deformation modulus of loading test with circular rigid plate of its diameter 30cm; the relations between deformation modulus of loading test and that of some other soil surveys become clear by experiments. The formula is furthermore confirmed in the results of model tests and observations of caisson foundations in the field.

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 139, February 1971

Earthquake Resistant Design of Bridges (III)

—Experimental Studies on Vibrational Damping of Bridges—

Eiichi Kuribayashi
Toshio Iwasaki

Synopsis:

This paper discusses statistically vibrational damping effects of highway bridges on the basis of results of field tests on actual highway bridge structures.

At first the result of the tests on fifty four cases carried out during this decade is described, and consequently the vibrational characteristics, especially the relation between natural periods and damping constants of bridge structures are presented.

Key words (highway bridge, vibration, damping)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 139, February 1971

A Study on Automatic Design System for PC Simple Supported
Bridges

Keiichi Nakamura, Yukio Iwamatsu and Shinnosuke Kudou

Synopsis:

We have established standard designs for posttensioning prestressed concrete simple supported T-beam bridges which were published in Vol. 13~17 of standard design of civil engineering structures by the Ministry of Construction. We went through with an electronic computer system in an optimum and automatic design process.

We could point out problems for instance economical height and number of beams, optimum number of crossbeams, automatic calculation method for load distribution coefficient, size tolerances and its controlling methods, prestressing effect for floor slabs, and strength of in-situ concrete parts, and could find out their solutions for the time been by mean of theoretical calculations or experiments.

This paper presents an outline of automatic design system and considerations on the problems.

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 139, February 1971

CONTENTS

1. Iwao Yoshida and Yoshio Adachi
Experimental Studies on Statical Lateral Restraint
of Caisson Foundations.....(1)
2. Eiichi Kuribayashi and Toshio Iwasaki
Earthquake Resistant Design of Bridges (III)
——Experimental Studies on Vibrational Damping of Bridges——.....(63)
3. Keiichi Nakamura, Yukio Iwamatsu and Shinnosuke Kudou
A Study on Automatic Design System for PC Simple
Supported Bridges..... (167)