

連壁剛体基礎の水平耐力特性について

金谷 祐二 後藤 洋三
茶谷 文雄 菊地 敏男

Dynamic and Static Behaviors of Caisson-type Wall Foundation Under Lateral Forces

Yuji Kanatani Yozo Goto
Fumio Chatani Toshio Kikuchi

Abstract

The behaviors of a Caisson-type Wall Foundation under lateral force were investigated by forced vibration tests and lateral loading test. In this paper, a foundation of box-shaped section constructed by rigid joining of reinforced concrete slurry walls is called Caisson-type Wall Foundation. The following items were clarified from the test results. (1) Three resonance points other than at 6.3 Hz, where ground and pier vibrate severely, were observed. (2) The deflection mode of this foundation shows a slight flexibility. (3) The inner soil surrounded by the Wall Foundation behaves as one with the Wall Foundation. Simulation analyses were performed regarding the behaviors of this foundation under vibrating and statical loading, by the finite element method, and by using the solution of a differential equation about a beam resting on an elastic subgrade, respectively. The calculated results showed good agreement with the test results.

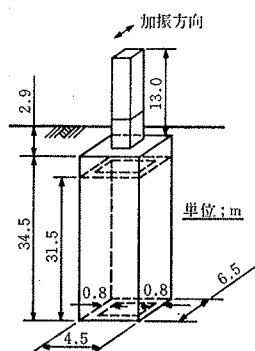
概要

東大阪市において、道路橋の基礎として施工された連壁剛体基礎に対し、振動試験、および水平載荷試験を実施し、水平力に対する挙動を調査した。なお、本文では、地中壁間を水平鉄筋のラップジョイント、その他で剛結することによって築造したBox型断面を有する基礎を連壁剛体基礎（以下、連壁基礎と略記）と呼称している。振動試験、および水平載荷試験結果から、(1) 地盤と橋脚が大きく振動する6.3 Hzの共振点のほか三つの共振点が存在すること(2) 加振時、および水平載荷時における当該基礎の変形性状は、剛体的な直線分布ではなく、ややたわみ性を有していること(3) 連壁基礎内部の地盤は、基礎と一体となって挙動すること、などが明らかになった。また、加振時、および水平載荷時における連壁基礎の挙動をそれぞれFEM、弾性床上の梁に関する微分方程式の解を多層系に拡張した解を用いてシミュレーション解析したところ、解析値は実測値と比較的良く一致した。

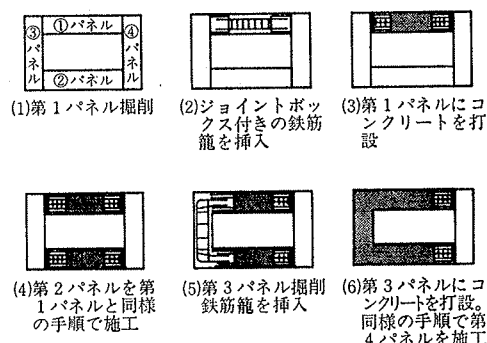
1. 序

連続地中壁工法は、本来、仮設山留め壁の構築工法として開発されたものであるが、工法の進歩に伴い、精度が高く、品質の良い地中壁を構築することが可能となり、これを杭や構造物本体の一部として利用するようになった。最近では、地中壁間を水平鉄筋のラップジョイント、その他で剛結することによって、図一1に示すようなBox型の断面を有する基礎を構築し、これを鉄道橋や道路橋の基礎として利用するケースがふえている（図一

2参照）。本文では、このような基礎を連壁剛体基礎（以下、連壁基礎と略記する）と呼称している。



図一1 連壁基礎



図一2 連壁基礎の施工手順

連壁基礎は、地盤をゆるめながら施工されるケーソン基礎と比較して、地盤との密着性が良いので、より大きな水平耐力を有していると考えられる。この点については、国鉄がほぼ同一規模の連壁基礎とケーソン基礎に対して実施した水平載荷試験によって、既に実験的に確認されている。しかしながら、連壁基礎に対する水平載荷試験例は、現時点ではこの1例のみであり、その水平力に対する挙動は、必ずしも明らかにされていない。さらに多くの基礎について水平力に対する挙動を調査することが望まれる。

本文では、東大阪市内において、道路橋基礎として施工された連壁基礎4基のうち、1基を試験体として、振動試験、および水平載荷試験を実施し、水平力に対する動的、および静的挙動を調査した結果について報告する。

2. 地盤、および試験体

試験地点付近の土質柱状図を、試験体の断面図とともに図一3に示した。なお、試験体の断面図中には、後述の振動試験、および水平載荷試験用の計器取り付け位置も示した。同図に示すように、試験地盤は、上部17mが $q_u=0.7\sim 1.0\text{ kg/cm}^2$ の中位のシルト層を主体とした沖積層であり、その下に層厚3m、 $N\approx 50$ の密な洪積砂レキ層があり、以下層厚約13m、 $q_u=2.0\sim 3.5\text{ kg/cm}^2$ の堅い粘土層、GL-36m以降の $N>50$ の密実な砂レキ層と続いている。また、同図には弾性波試験によって得られた各層のせん断波速度を示しておいた。このような地盤に対し、試験体は、中間部の砂レキ層を抜いて、GL-37.2m付近の密実な砂レキ層にその先端を支持させて

いる。したがって、本試験体は、断面寸法と比較して根入れ長が深く、全体的にスレンダーな形状を有している。

3. 振動試験

3.1. 試験概要

(1) 試験方法

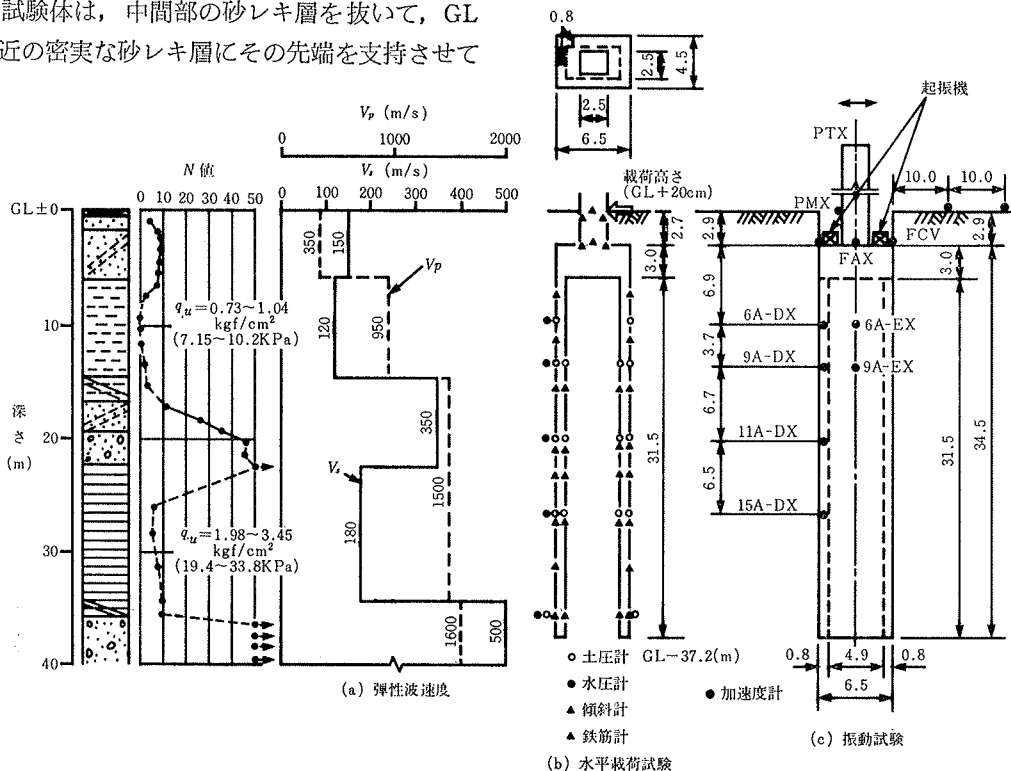
加振源としては、技術研究所所有の3ton起振機(BCS-200型)を2台使用し、橋脚が13mの高さまで施工された時点(橋脚はり出し部は含まない)で、フーチング上に、設置した。この試験では加振モーメントを、図一4に示すようにできるだけ細かく設定し、起振力かどの振動数でも3ton近くになる様に設定した。振動数ピッチは、平均0.2Hzとしたが、共振点付近は0.01Hzまで細分した。加振した振動数範囲は、0.5~19.4Hzまでとし、1往復おこなった。

(2) 振動計配置

測点は、図一2(2)に示す様に橋脚上、橋脚中間点、フーチング上(水平成分2点、上下成分2点)、連壁基礎内(水平成分4点)、基礎内部の地盤(水平成分2点)、基礎周辺地盤(10m地点、20m地点)とした。振動計は主にひずみ型の加速度計を使用し、周辺地盤、フーチング上(ひずみ型加速度計とラップさせた)には高感度の動コイル型速度計を用いた。

(3) 計測、解析システム

計測器からの応答波形は、アンプで増幅したあと、データレコーダに収録するシステムとした。計測時におけ



図一3 土質柱状図、および計器配置図

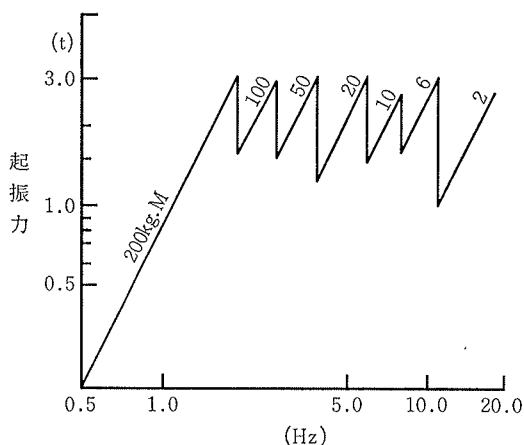


図-4 起振力と振動数

る波形のチェックは、ブラウン管オシログラフおよびペン書きオシログラフを用いて行なった。

収録したデータレコーダテープは、実験後 A-D 変換し、計算機による相関解析を行なって、振動数、振幅、位相の読取りをおこなった。

3.2. 試験結果

(1) 共振曲線と位相曲線

構造物、地盤における代表的な測定で求めた共振曲線と位相曲線をまとめて示したものが図-5 である。共振曲線図は、応答変位を起振力 1 ton 当りに規準化して示している。なお歪み型の換振器から得られた曲線は変位に変換している。図より、特徴的な共振点としては、1.5 Hz, 6.3 Hz, 8.0 Hz, 16.0 Hz 付近の 4 点があげられる。共振曲線のバラツキは、地表より下の測点になる程大きく、2 Hz 以下で特に著しい。

(2) 振動モード

4 点の指動数に対し、振動モードを示したものが図-6 である。図中の実線は、計測位置での実測値であり、点線は推定値である。1.5 Hz 付近は、橋脚および基礎の変形も少ないことから、地盤が一様に動く並進振動の共振、6.3 Hz 付近は、橋脚の変形も大きく、図-5 に示す地盤の変形も大きいことから、中間支持層から上の地盤と橋脚が連成した共振、8.2 Hz 付近は、フーチング、連壁基礎の変形は見られず、橋脚部だけが大きく変形していることから、橋脚部だけの片持ち梁の共振、

16 Hz 付近は、橋脚頂部が逆方向に変形しており、地盤も変形していることから、地盤～橋脚連成系の 2 次共振とそれぞれ推定される。

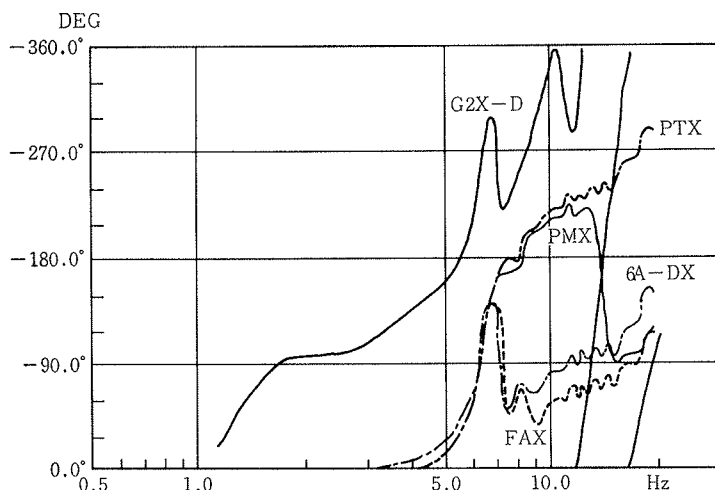
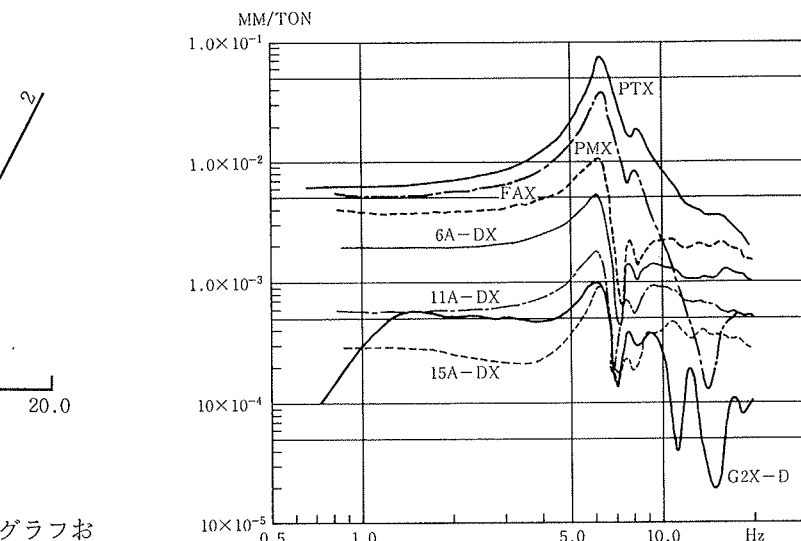


図-5 共振曲線、位相曲線

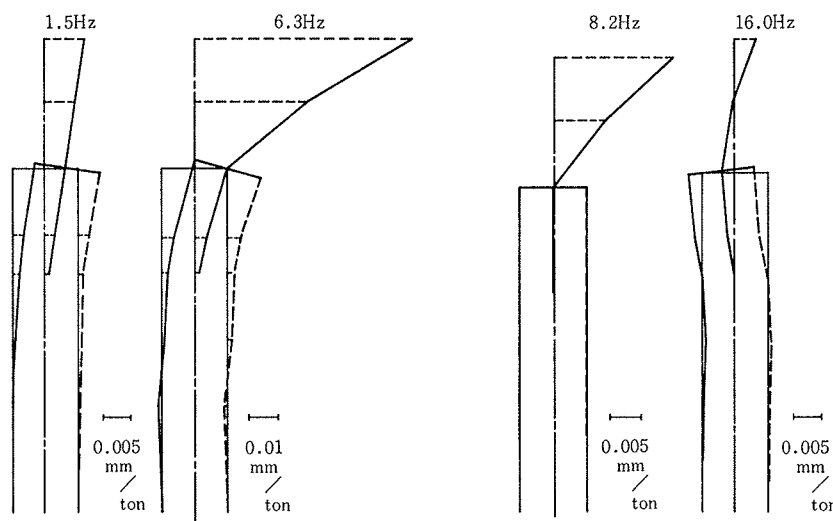


図-6 振動モード

(3) 基礎内部地盤の挙動

連壁 (6A-DX) と同じ深さの連壁内土中 (6A-EX) の共振曲線、位相曲線をまとめて示したものが図-7 であ

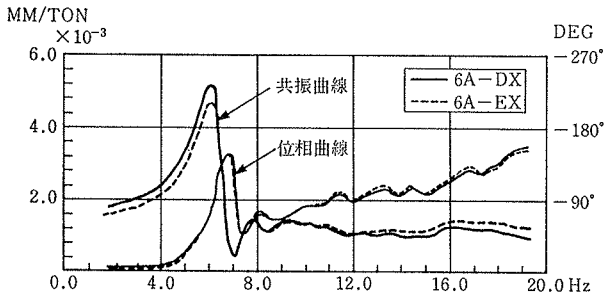


図-7 連壁内部地盤の共振, 位相曲線

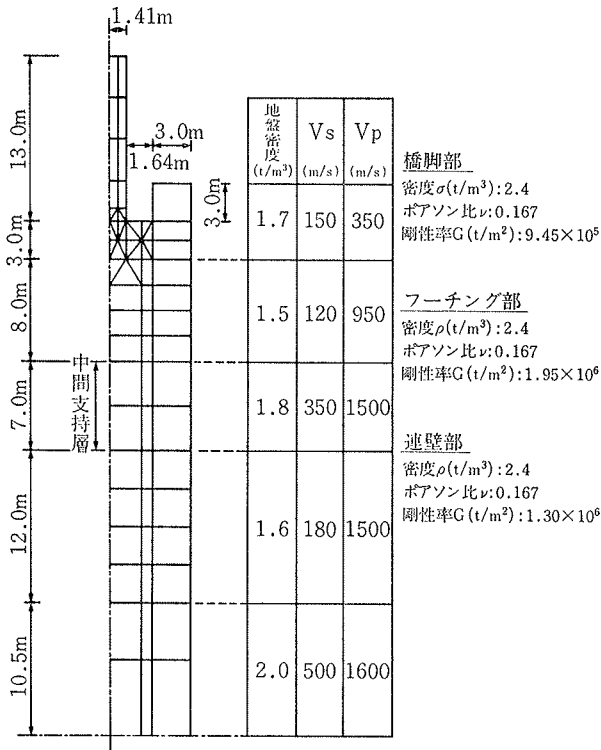


図-8 解析モデル

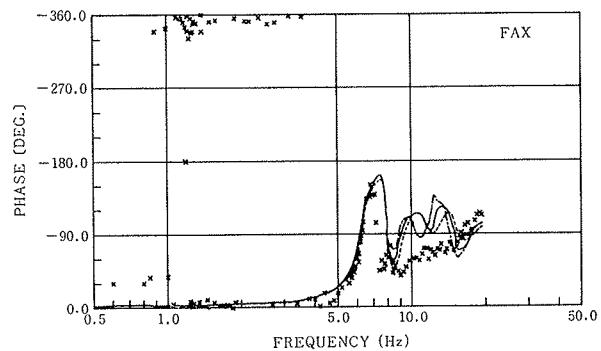
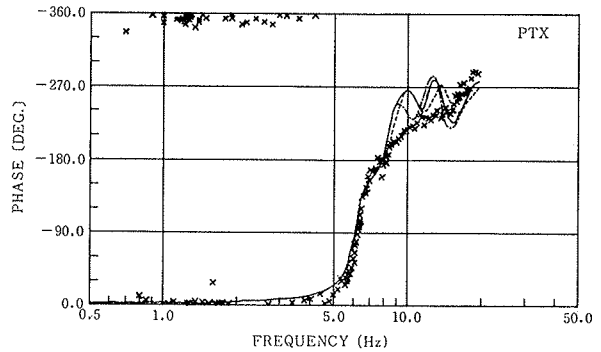
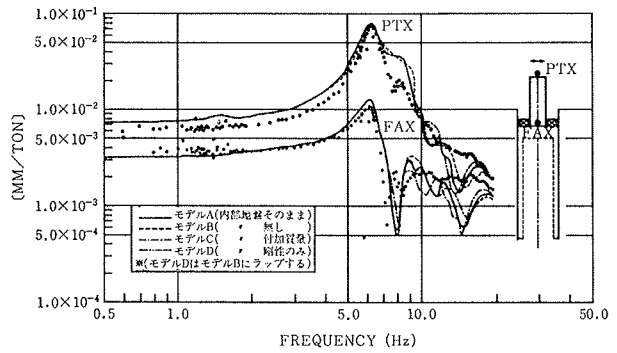


図-9 解析からの共振, 位相曲線

る。6.3 Hz 以下と 12.0 Hz 以上で多少のバラツキも見られるがこの程度の差では、計器などによる誤差も考えられるため、20 Hz 付近までは全体が一体となって振動していると考えてよいと思われる。

3.3 シミュレーション解析

(1) 解析概要

連壁基礎の外形は、井筒基礎と同一と見なせるが、基礎内部地盤は、施工法の相違により乱されずそのまま残る。このため、内部地盤の扱い方が耐震設計上の問題となってくる³⁾。そこで、次の4種類の解析モデルを考え実験と比較した。

- A. 内部地盤の質量と剛性を考慮する (Aモデルとする)。
- B. 内部地盤を無視する (Bモデルとする)。
- C. 内部地盤を連壁に一樣分布した付加質量として考慮する (Cモデルとする)。
- D. 内部地盤の剛性のみを評価し、質量は無視する。

(Dモデルとする)。

解析は、モデル化した地盤の側方にエネルギー伝達境界を有し、下方に粘性境界を有する回転体有限要素法 (ABLE-1) により行なった²⁾。

(2) 解析モデルと地盤定数

解析モデルと地盤の定数を図-8に示す。実際の構造物は矩形であるが解析プログラムの都合から回転体に置換した。すなわち、橋脚は半径 1.41 m の曲げ円筒、フーチングは半径 3.05 m で厚さが 3.0 m の剛な円板とし、連壁部分はシェル要素に置換した。解析に用いた地盤の定数は、弾性波試験からの値を用いた。各部の減衰定数は、構造物で 1%、地盤で 3%とした。

(3) 解析結果

以上のモデルに対し、単位起振力に相当する正弦波水平外力をフーチング上に作用させ、定常応答解を求めた。実際の起振力の作用点は、フーチング上 1 m であるが、解析では 1.5 m 上として付加的な曲げモーメントを作

用させた。この場合に実験から得られた 6.3 Hz 付近の大きなピークを再現することができた。

各解析モデルについて行なった計算結果から、橋脚上フーチング上での共振曲線、位相曲線を示したものが図-9である。図中、丸印(○●)は実験値であり、実線(—)はAモデル、点線(⋯)はBモデル、一点鎖線(---)はCモデル、二点鎖線(- - -)はDモデルである。図より、①各モデルにおける計算値と実験値の全体的な傾向は、7 Hz 以下で比較的近似しており、実験から見出された共振点はシミュレーション計算によっても確認できること、②各モデルにおける応答計算結果の差は、7 Hz 以下で小さい。断面寸法と比較して根入れが深くスレンダーな形状をしている連壁基礎では、内部地盤の影響は少ないものと思われること、などが明らかになった。

また、代表的な振動数における振動モードを示したものが、図-10である。橋脚部、連壁部分の振動モードは中間支持層の影響を受けており、図-6に示す実験結果と比較してもかなりよい一致が見られる。

4. 水平載荷試験

4.1. 試験概要

振動試験の終了後、図-11に示すように、試験体とこれに隣接するほぼ同一規模の連壁基礎とを、4本のケーブルによって、相互に引張る方法で水平載荷試験を実施した。最大荷重は 600 ton、載荷方式は緩速3サイクルで、荷重保持時間は、各サイクルの最大荷重時、およびゼロ荷重時においては3時間、その他の荷重階では、1時間とした。なお、当該基礎の設計荷重は、頂版上で、水平荷重 216 ton、曲げモーメント 2882 ton・m である。

測定項目は、試験体頭部の水平変位および傾斜角、歪み、側圧、水圧などである。なお、本文では、(土圧+水圧)を側圧と呼称している。各計器の配置は、既に図-3中に示した。歪みについては、鉛直方向の鉄筋に発生する歪みの他、試験体の上部 (GL-11.2 m)、中間部 (GL-20.9 m)、下部 (GL-35.7 m) において、加力方向前面側、および背面側の水平鉄筋に発生する歪みも測定した。また、水平載荷時に、最も応力が集中すると考え

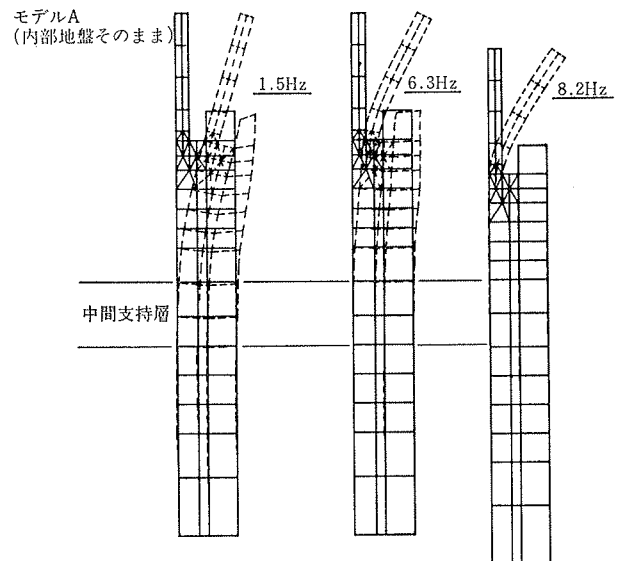


図-10 解析による振動モード

られる橋脚と頂版の境界部において鉄筋の歪みを測定し、躯体に損傷を与えないよう載荷重を管理した。

側圧については、連壁基礎の外側のみでなく、内側にも土圧計を設置し、連壁基礎内部の側圧も測定した。また、GL-13.5 m 付近のシルト層において、加力方向前面側、および背面側の壁体の中央部と端部に土圧計を設置し、水平側圧分布を測定した。

水平変位に関しては、①インバール線を利用した測定、②基準梁を利用した測定(基準梁の一端を基準点に固定、他端を自由とし、中間部を約 2 m ピッチでローラー支持させて、温度変化による基準梁の伸縮がスムーズに生じるよう考慮した)③トランシットによる測定の3方法で測定し、測定に万全を期した(図-11参照)。①と②の測定については、基準点と変位測定位置との距離が約 20 m と長いので、試験中の温度変化によって、インバール線や基準梁が伸縮し、水平変位の測定値に影響を与えることが懸念された。そこで、以下の手順で温度補正を行った。

(1) 水平載荷試験の実施前に変位計測装置をセットし、約24時間無負荷状態で、インバール線、および基準梁の伸縮量 Δl を測定するとともに、熱電対によって、それ

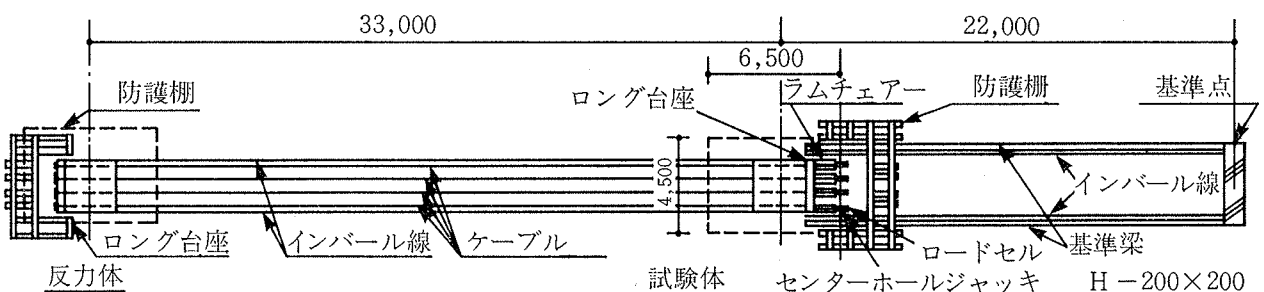


図-11 載荷装置

それぞれの温度変化 Δt を測定し、 Δl と Δt の関係を調査する。

(2) 試験中に、インバール線、および基準梁の温度変化を測定し、(1)の調査結果に基づいて水平変位量の温度補正を行なう。

4.2. 試験結果と考察

インバール線、基準梁、およびトランシットによって測定した、各荷重～水平変位量曲線の比較を図-12に示した。この図によると、各測定法によって求めた水平変位量の差異は小さく、測定値の信頼性を裏付けている。なお、試験中の温度変化は $\pm 7^\circ\text{C}$ であり、この温度変化に対応するインバール線の伸縮量は、 $\pm 0.05\text{ mm}$ 、基準梁の伸縮量は $\pm 1.4\text{ mm}$ 程度と推定された。本文では、以下の試験結果の検討においては、最も信頼性が高いと考えられるインバール線による測定結果を利用することにした。図-12によると、最大荷重 600 ton のときの載荷点位置における水平変位量は、約 9.7 mm になっている。

図-13に、載荷点位置、および頂版上部における荷重～傾斜角の関係を示した。この図によると、最大荷重 600 ton のときの載荷点位置、および頂版上部における

傾斜角は、それぞれ約 $1.2 \times 10^{-3}\text{ rad.}$ 、約 $0.61 \times 10^{-3}\text{ rad.}$ になっている。

各荷重段階における試験体の深さ方向の歪み分布、および曲げモーメントの分布曲線を、それぞれ図-14、15に示した。図-14によると、圧縮側と引張側の歪み分布はほぼ対称的な形状となっており、引張歪みの値も 80×10^{-6} 以下と小さいことから、本載荷範囲内では、連続地中壁部分の引張側コンクリートに曲げひび割れは発生しなかったと考えられる。したがって、図-15に示す曲げモーメントの値は、コンクリートの全断面が有効であると仮定して求めた。なお、橋脚と頂版の境界部における鉄筋の歪み測定結果によると、荷重 300~400 ton で境界部の引張側コンクリートに曲げひび割れが発生したと推測され、最大荷重 600 ton のとき、引張側の鉄筋の歪みは、 650×10^{-6} (1370 kg/cm^2) 程度の値を示した。

試験体の水平鉄筋については、試験体の上部、中間部および下部、いずれの水平断面においても、本載荷範囲内では有意な歪みが発生しなかった。

図-16に、歪み分布曲線を2回積分して求めた試験体

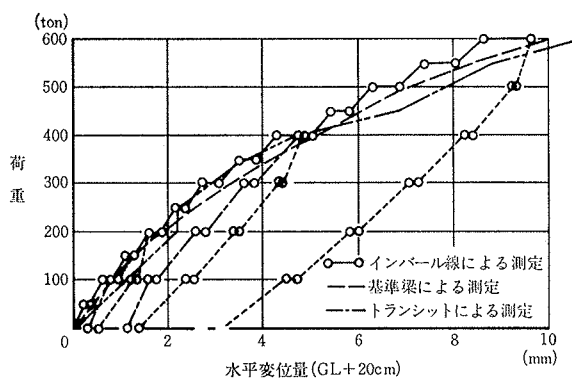


図-12 荷重～水平変位量曲線

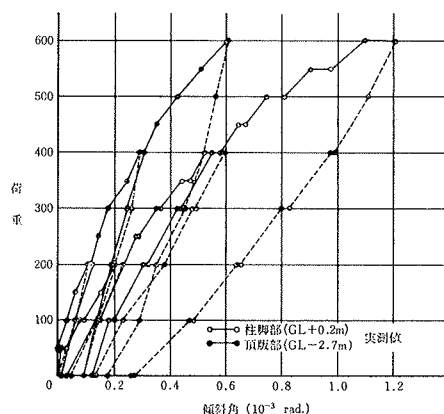


図-13 荷重～傾斜角曲線

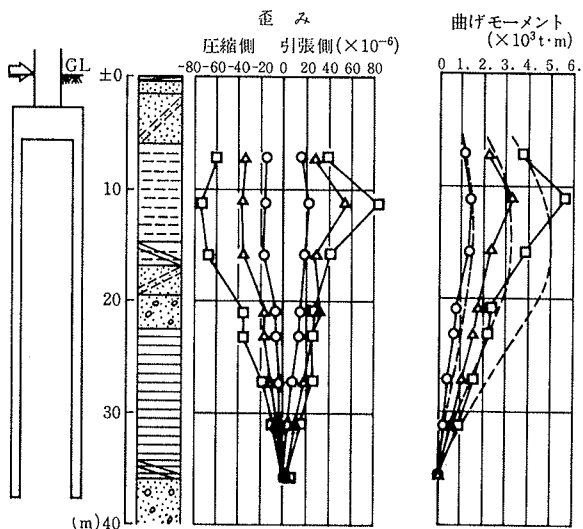


図-14 歪み分布

図-15 曲げモーメント

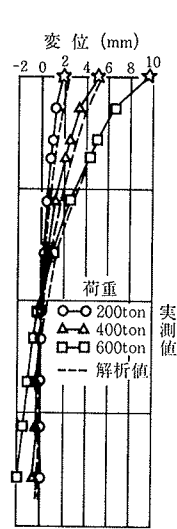


図-16 変形曲線

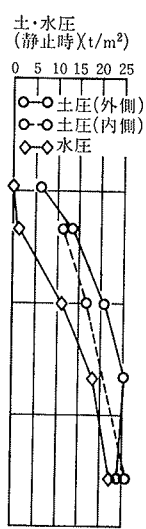


図-17 側圧分布 (静止時)

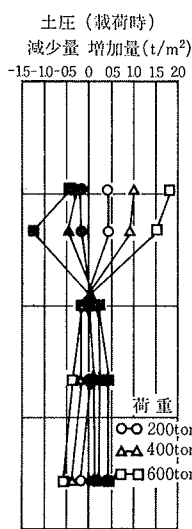


図-18 側圧分布 (載荷時)

の変形曲線を示した。この図によると、試験体は、GL-20 m 付近の砂レキ層を中心として剛体的な回転を生じているものの、明確なたわみ性も認められる。

図-17に、載荷前の試験体静止時における側圧、および水圧分布を示した。この図によると、側圧、および水圧は、ともにほぼ三角形に近い分布形状を示している。なお、連壁基礎外側の側圧分布を直線で近似したときの直線勾配、すなわち側圧係数は、0.48程度になっている。また、同図によると、連壁基礎内部の地盤による側圧は外周部の地盤による側圧より、わずかに小さくなる傾向が認められる。

水平載荷時において、試験体の加力方向前面側と背面側の壁体に作用する側圧の分布を図-18に示した。同図中の側圧は、試験体の静止時における側圧を基準としたときの増減量のみを示している。この図によると、水平載荷時における側圧は、図-17に示す試験体の変形曲線に対応した分布形状を示している。試験体には、図-18に示す側圧増加量と側圧減少量の絶対値の和が地盤反力として作用することになる。図-17、および図-18から、各側圧測定位置ごとに地盤反力～水平変位の関係を求め、図-19に示した。この地盤反力～水平変位曲線の勾配が地盤反力係数となる。同図によると、曲線の勾配は、上部地盤に関しては大きく、下部地盤については小さくなっており、図-3に示す地盤調査結果と矛盾した結果になっている。これは、下部地盤での側圧増減量が最大値でも土圧計容量の0.7%以下と非常に小さく、土圧計の測定精度を考慮すると、誤差範囲の値であり、定量的には測定値の信頼性にやや問題があるためと考えられる。なお、下部地盤については、連壁基礎の施工時に作用する泥水圧やコンクリートの流動圧を考慮し、容量が7～10 kg/cm²の土圧計を使用している。

また、連壁基礎の内側に設置した土圧計の測定結果によると、基礎内部の地盤は、水平載荷時に有意な水平抵抗力を示さず、基礎と一体となって挙動したものと推測

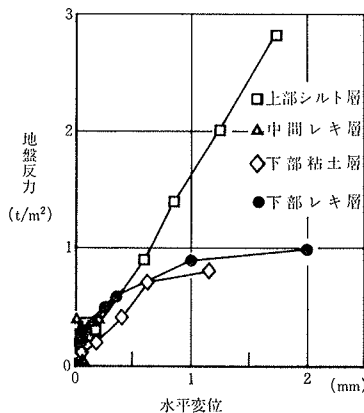


図-19 地盤反力～水平変位の関係

される。

図-29に、GL-13.5 m 付近のシルト層において測定した、試験体の水平側圧分布を示した。この図によると試験体端部の側圧は中央部より大きくなっており、半無限弾性体上に剛な基礎を設置したときの接地圧分布と類似の傾向を示している。

4.3. シミュレーション解析

4.3.1. 解析法 弾性床土上の梁に関する微分方程式を下式に示すように多層系に拡張し、当該連壁基礎を梁としてシミュレーション解析を行なった。

$$(地上部) \quad EI_j \cdot d^4 y_j / dx_j^4 = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$(地中部) \quad EI_j \cdot d^4 y_j / dx_j^4 + P_j = 0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

- ここに、 EI_j : j 層における梁の曲げ剛性(kg・cm²)
- y_j : j 層における梁の水平変位(cm)
- x_j : 各分割層区分の上面からの深さ(cm)
- P_j : j 層における全地盤反力(kg/cm)

本解析法は、連壁基礎、および地盤を多層に分割して、基礎頭部と先端部の境界条件、および各層の連続条件から(1)、(2)式を解き、各層の境界における梁の水平変位、傾斜角、曲げモーメントなどの解を求める方法である(図-21参照)。なお、本解析では、以下の方法で、地盤の非線形性、および試験体の橋脚部における引張側コンクリートの曲げひび割れ発生にともなう剛性低下の影響を考慮している。すなわち、あらかじめ、地盤反力と水平変位の関係、および橋脚部断面に関する曲げ剛性と曲げモーメントの関係を求めておき、微分方程式の解が等価線的にこれらの関係を満足するよう繰返し収束計算を行なう方法である。

4.3.2. 解析仮定、および解析モデル 連壁基礎は、図-21に示すように、橋脚部、頂版部、および連壁部で構成されているので、本解析においても各部に対応する曲げ剛性を梁に与えた。橋脚部については、図-22に示すように、断面の曲げ剛性 EI と曲げモーメント M の関係を求め、引張側コンクリートの曲げひび割れ発生に伴う剛性低下の影響を考慮した。なお、 $EI \sim M$ の関係を求める方法については文献⁴⁾を参照されたい。本文では EI 、および M を計算する際に仮定した鉄筋、およびコンクリートの応力～歪みの関係、橋脚に曲げモーメントが作用

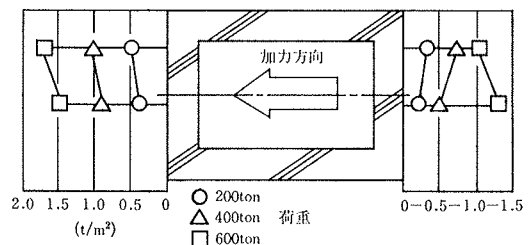


図-20 水平側圧分布

したときに想定される断面の応力分布形状のみを、それぞれ図-23~24に示した。

地盤は、図-21に示すように大きく6層に区分し、各区分内の地盤定数は一定であると仮定した。なお、実際の解析は、地盤の非線形性および引張側コンクリートの曲げひび割れ発生による橋脚部の剛性低下の影響をより正確に解析結果に反映させるために、全体を21層に細分割して行なっている。

試験体に作用する各層の全地盤反力 P_j は、図-25、および下式に示すように、試験体の前面に作用する受働抵抗 P_{pj} と試験体の側面に作用する摩擦抵抗 P_{fj} の和で表わされると仮定した。

$$P_j = P_{pj} + P_{fj} \quad \dots\dots\dots(1)$$

なお、実際には、試験体の背面側においても土圧の減少によって見かけ上地盤反力が生じるが、これは解析上、

上記の受働抵抗に含めて扱うことにした。また、連壁基礎内部の地盤は、本試験においては有意な水平抵抗力を示さなかったため、これを無視した。(1)式に示す受働抵抗 P_{pj} 、および摩擦抵抗 P_{fj} は、次式で表わされると仮定した。

$$P_{pj} = k_{pj} y_j \times B_1 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$P_{fj} = k_{fj} y_j \times 2B_2 \quad (y_j \leq y_0 \text{ のとき}) \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$P_{fj} = f_{0j} \times 2B_2 \quad (y_j > y_0 \text{ のとき}) \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 k_{pj} : j 層における受働抵抗に関する地盤反力係数 (kg/cm^3)。

但し、

$$k_{pj} = k_{p0j} y_j^{-0.5} \quad \dots\dots\dots(5)$$

(k_{p0j} : 水平変位が 1 cm のときの地盤反力係数)

(2)式、および(5)式から

$$P_{pj} = k_{p0j} y_j^{0.5} \times B_1 \quad \dots\dots\dots(6)$$

となる

k_{fj} : 摩擦抵抗に関する地盤反力係数 (kg/cm^3)。試験体の側面に作用する単位面積当りの摩擦抵抗と、地盤と試験体の相対変位量との関係をバイリニア型に近似したときの直線部分の勾配を示している。

f_{0j} : 最大摩擦抵抗 (kg/cm^2) で、下記の値を仮定した。

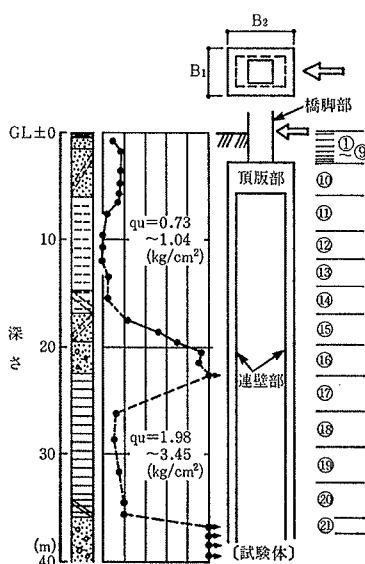
- 粘性土 $qu/2(\text{kg}/\text{cm}^2)$ (qu : 一軸圧縮強度)
- 砂質土 $N/20(\text{kg}/\text{cm}^2)$ (N : N 値)

B_1 : 試験体の前面の幅 (cm)

B_2 : 試験体の側面の幅 (cm)

y_j : 試験体の水平変位 (cm)

y_0 : 摩擦抵抗が最大値に達するときの水平変位



層区分番号	E_p (kg/cm^2) (K K T)	解析に使用した地盤定数			$(k_{p0}B_1 + 2k_f B_2)$ (kg/cm^2)	孔内水平載荷試験から推定した地盤定数 $1.2k_h B_1$ (kg/cm^2)
		受働抵抗に関する地盤反力係数	摩擦抵抗に関する地盤定数			
		k_{p0} (kg/cm^2)	k_f (kg/cm^2)	f_y (kg/cm^2)		
①		0.063	0.046	0.046	88	
②	14.0	0.63	0.46	0.46	886	132
③	19.0	0.85	0.50	0.5	1030	179
④	93.0	4.2	2.1	2.1	4.590	877
⑤	53.3	2.4	1.4	1.4	2920	503
⑥	256	11.5	2.3	2.3	8190	2414

図-21 解析モデル、および解析に使用した地盤定数

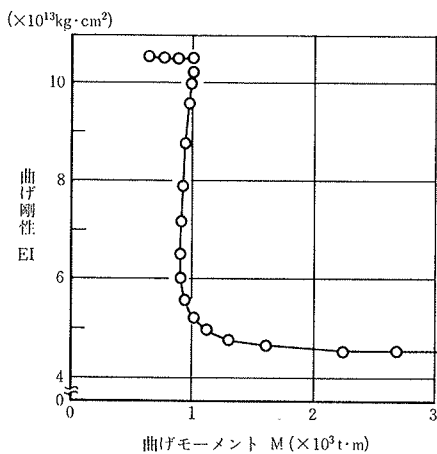


図-22 EI~Mの関係

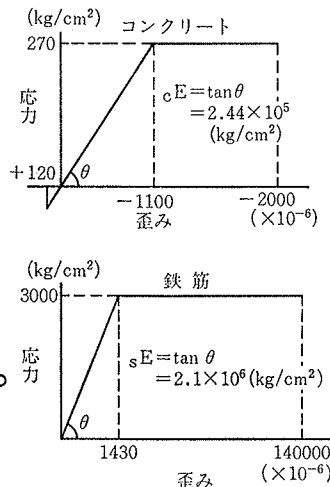


図-23 鉄筋、およびコンクリートの応力~歪み関係

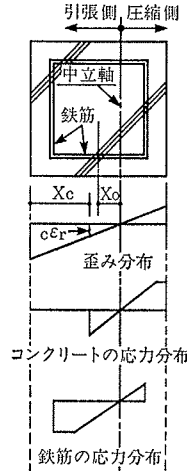


図-24 応力分布

位で、1 cm と仮定した。

(6), (3), (4)式で表わされる受働抵抗と水平変位の関係、および摩擦抵抗と水平変位の関係を、それぞれ図-26, 27に示した。

なお、(6)式中の k_{p0j} は、上部シルト層については図-19に示す地盤反力～水平変位の関係を参考にして定めた。その他の地層については、既述のように、土圧測定結果の定量的な信頼性にやや疑問があるので、ボーリング孔内水平載荷試験から求めた地盤の変形係数を参考にして定めた。すなわち、各地層間の k_{p0j} の比率が、各地層間の地盤の変形係数の比率に等しいと仮定し、上記の上部シルト層における k_{p0j} を基準として、各地層の k_{p0j} を求めた。さらに、図-20に示すように、連壁基礎端部の地盤反力は、中央部より大きくなるので、平均的には、基礎中央部で測定した地盤反力の1.2倍が基礎に作用するものと仮定し、上記の k_{p0j} を1.2倍して解析に作用した。このようにして決定した最終的な k_{p0j} 値を図-21に示した。

連壁基礎の底面に対しては、鉛直地盤反力や摩擦抵抗が作用する。そこで、解析上も、基礎先端部に回転バネ K_R と摩擦抵抗によるバネ K_S を与えた。 K_R は、ボーリング孔内水平載荷試験によって求めた地盤の変形係数を用いて、鉛直地盤反力係数 k_v を推定し⁶⁾、さらに下式によって計算した(図-28参照)。

$$K_R = \frac{M}{\theta} = k_v \left(\frac{B_1 B_2^3}{12} - \frac{B_1' B_2'^3}{12} \right) \quad \dots\dots\dots(7)$$

また、 K_S は下式によって計算した。

$$K_S = \frac{1}{4} k_v (B_1 B_2 - B_1' B_2') \quad \dots\dots\dots(8)$$

4.3.3. 解析結果 試験体の載荷点位置における荷重～水平変位量曲線、載荷点位置、および頂版上における荷重～傾斜角曲線について、実測値と解析値の比較をそれぞれ図-29, 30に示した。また、試験体の曲げモーメント分布曲線、および変形曲線について、実測値と解析値の比較をそれぞれ図-15, 16に示した。これらの図に

よると、いずれも解析値は実測値に比較的近い値を示しており、本解析法によって、水平力を受ける連壁基礎の挙動をほぼ説明できることがわかる。

なお、図-21においては、本解析に使用した地盤定数のうち、摩擦抵抗に関する地盤反力係数 k_{fj} と受働抵抗に関する地盤反力係数 k_{p0j} を比較すると、地層によっても異なるが、 k_{fj} は k_{p0j} の6割程度の値となっている。また、参考として、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」に準拠し、地盤の変形係数からケーソン基礎の設計時に想定する地盤の水平抵抗 ($1.2k_{hj}B_1$) を求め、図-21中の右端に示した。 $k_{hj}B_1$ を1.2倍しているのは、ケーソンの側面に作用する摩擦抵抗の影響を加味したものである。同図によると、本解析に使用した水平抵抗 ($k_{p0j}B_1 + 2k_{fj}B_2$) は、上記の水平抵抗値の3～7倍程度のきわめて大きな値になっている。

以上の解析結果、および既述の国鉄が実施した連壁基礎とケーソン基礎との水平載荷試験結果から判断して、地盤との密着性の良い連壁基礎を設計する場合、ケーソン基礎の設計に使用する地盤定数より大きな値を採用して、さしつかえないと考えられる。しかしながら、現時点では、連壁基礎に関するこのような実測データが少ないので、今後、データを集積していく必要はある。

5. 振動試験、および水平載荷試験から求めたバネ定数の比較

振動試験において、低振動数(1 Hz程度)で試験体を

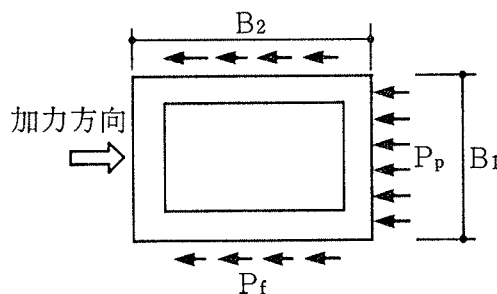


図-25 地盤の抵抗要素

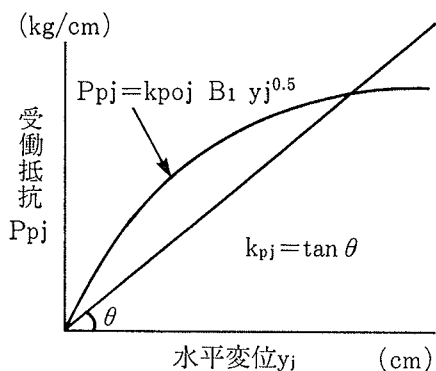


図-26 受働抵抗～水平変位

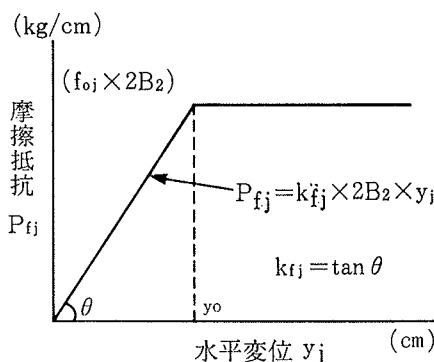


図-27 摩擦抵抗～水平変位 (fyj = N/20 or qu/2)

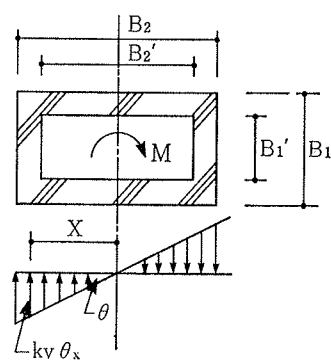


図-28 基礎先端の鉛直地盤反力

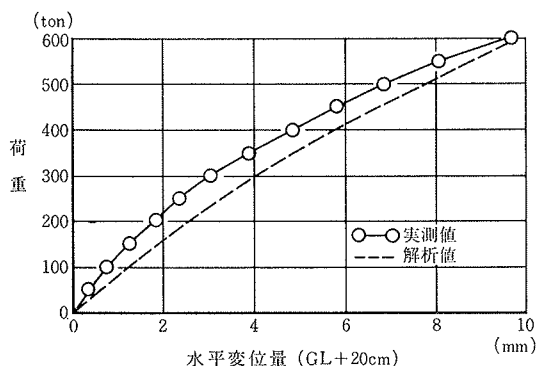


図-29 実測値と解析値の比較
(荷重～水平変位量曲線)

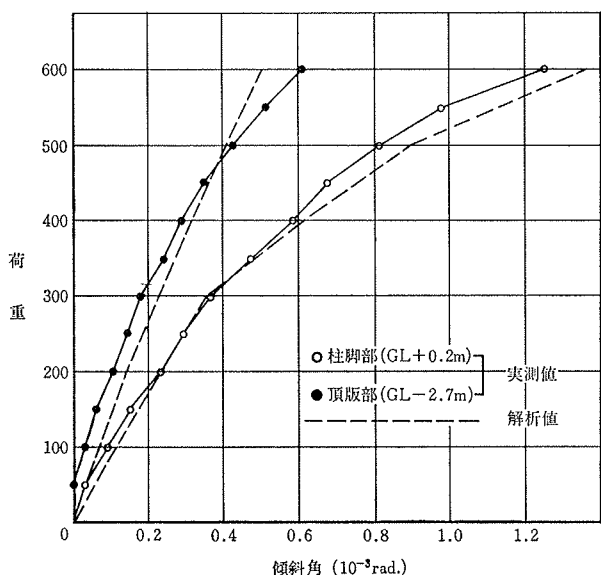


図-30 実測値と解析値の比較
(荷重～傾斜角曲線)

加振したときの加振力と水平変位の関係からバネ定数を求めたところ、約 3230 t/cm となった(図-9参照)。一方、水平載荷試験結果から得られる、頂版上の荷重～水平変位量曲線の初期接線勾配としてバネ定数を求めたところ、約 2000 t/cm となり、振動試験から得られる値の6割程度の値を示した。このような差異を生ずる原因としては、①両試験における加力高さの差異(振動試験:頂版上、水平載荷試験:柱脚部のGL+0.2m位置)、②両試験における変位レベルの相違、③動的載荷と静的載荷による相違、等が考えられる。

6. まとめ

6.1. 振動試験およびシミュレーション解析

- (1) 地盤と橋脚が大きく振動する 6.3 Hz の共振点の他に、地盤、橋脚、地盤と橋脚の2次の変形が卓越する三つの共振点が認められた。
- (2) 連壁はややたわみ性を有しており、中間支持層で拘束された変形モードを示す。
- (3) 連壁内部地盤は、連壁と一体になって振動する。
- (4) FEM を用いたシミュレーション計算は、実験結

果とよく一致した。

(5) シミュレーション計算結果から、内部地盤の有無は橋脚全体の振動特性に影響しないことが明らかになった。

6.2. 水平載荷試験、およびシミュレーション解析

(1) 水平力に対する当該連壁基礎の変形性状は、剛体的な直線分布ではなく、ややたわみ性のある性状を示した。

(2) 水平載荷時に、連壁基礎の水平鉄筋には有意な応力が発生しなかった。

(3) 載荷前の連壁基礎の静止時において、基礎の内側に作用する側圧は、外側に作用する側圧よりわずかに小さくなる傾向が認められた。

(4) 連壁基礎内部の地盤は有意な水平抵抗力を示さなかった。

(5) 水平載荷時における連壁基礎の水平断面の側圧分布については、端部で大きく、中央部で小さくなる傾向が認められた。

(6) 弾性床上の梁に関する微分方程式の解を、多層系に拡張した解を用いて、水平力を受ける連壁基礎のシミュレーション解析を行なったところ、解析値は実測値と比較的良く一致した。

(7) 本解析に使用した地盤定数と、地盤調査結果との相関関係について検討した結果によると、連壁基礎は地盤との密着性が良いので、ケーソン基礎と比較して、より大きな地盤の抵抗力を期待できるものと推測される。

謝辞

本試験の計画、実施から、試験結果の考察に至るまで終始御協力頂きました、阪神高速道路公団の関係各位に心から御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 海野: 連続地中壁を用いた函型剛体基礎, 土木学会誌, 第65巻, 4月号, (1980), pp. 35~42
- 2) 後藤, 他: 液体-構造物-地盤連成系の地震応答解析手法について, 大林組技術研究所報, No. 27, (1983), pp. 54~58
- 3) 安井: 建物-基礎構造物-表層地盤連成系の振動解析に関する研究(その2), 大林組技術研究所報, No. 21, (1980), pp. 19~26
- 4) 古藤田, 風間, 他: くい材の塑性性状を加味した解析法(その1~その2), 第12回土質工学研究発表会発表講演集, (昭和52. 4), pp. 801~808
- 5) 金谷, 茶谷: WALL FOUNDATION の水平抵抗に関する研究(その1), 大林組技術研究所報, No. 25, (1982), pp. 65~74
- 6) 日本道路協会編: 道路橋示方書・同解説, I・IV, (昭和55)