

# 壁基礎の原位置載荷試験とその支持力特性

前田良刀<sup>1</sup>・森山陽一<sup>2</sup>・黒江一郎<sup>3</sup>・崎本純治<sup>4</sup>・伊藤政人<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 九州共立大学教授 工学部土木工学教室 (〒807北九州市八幡西区自由ヶ丘1-8)

<sup>2</sup>日本道路公団 名古屋建設局 (〒460愛知県名古屋市中区栄4-1-1)

<sup>3</sup>(株)大本組・矢作建設工業(株)JV (〒474愛知県大府市共和町油田117)

<sup>4</sup>正会員 工修 (株)大林組 技術研究所土木第1研究室 (〒204東京都清瀬市下清戸4-640)

<sup>5</sup>正会員 (株)大林組 技術研究所土木第1研究室 (〒204東京都清瀬市下清戸4-640)

壁基礎は、フーチングの無い長方形充実断面の一枚壁状基礎であり、掘削残土量が削減でき、近接施工にも有利となる。この壁基礎を第二東海自動車道の高架橋基礎工に採用するにあたり、合理的な設計法の確立を目的として、実物大規模の載荷試験(鉛直載荷試験2体、水平載荷試験4体)を実施した。本報告は、まず鉛直載荷試験によって明らかになった壁基礎の先端支持力と周面摩擦力について述べる。つぎに水平載荷試験結果およびそれをシミュレーションすることによって、壁基礎の水平方向の設計法に関して検討した結果について述べる。

*Key Words: diaphragm wall foundation, loading test, bearing capacity, design method*

## 1. はじめに

現在計画中の第二東名・名神高速道路は、その事業費が膨大になることから、新技術・新工法の導入等による事業費の節減・工事の省力化・工期の短縮が大きな課題となっている。そこで、道路公団名古屋建設局が担当する区間の内、名四東IC～東海IC(愛知県東海市および大府市)における高架橋の基礎工に、連続地中壁工法を用いた壁基礎を採用することとした。

壁基礎は、長方形充実断面の一枚壁状基礎であり、橋脚と基礎が柱状に一体となった構造となっている。したがって、杭基礎や地中連続壁基礎のようにフーチングを地下に築造する必要がなく、開削工事を省略できることで、掘削土量を削減でき、また近接する構造物への影響を小さくできるという特徴を有する。しかし、これまで日本道路公団において1例、首都高速道路公団において数基程度の実績<sup>1)</sup>しかなく、載荷試験の実績も少ない。

壁基礎の現状の設計は、これらの実績や「地中連続壁基礎設計施工指針・同解説 平成3年7月(社)日本道路協会」(以下連壁指針と略す)を参考に行われている。壁基礎の設計法の特徴は、周辺地盤との密着性のよい場所打ち杭工法で施工されるため、基礎周面の摩擦抵抗を鉛直支持および水平支持の両方に期待するところにある。しかしながら、鉛直支持に関しては、場所打ち杭の設計法をそのまま適用しているものの、壁基礎の実物大規模の載荷試験の実績はほとんど

なく、一方水平支持に関しても、地盤バネの設定方法などに未解明な部分が残されている。さらに、本工区に壁基礎を採用するにあたり、連壁指針に準じて試設計を行った結果、設計上以下の問題点が指摘された。

- ①鉛直支持力の必要性から、支持層である硬質シルト層に10m以上根入れが必要となるものがあり、経済的施工的に望ましくない。
- ②基礎の平面形状が連壁指針における地盤バネ値の対象外となるものがあり、その挙動を知る必要がある。そこで、これらを解決し、合理的な壁基礎の設計方法を確立するために、本格的な工事に先立ち、壁基礎の鉛直載荷試験および水平載荷試験を実施し、実際の構造物設計へと反映させるため、その支持力・変形特性を検討したのでここに報告する。

## 2. 試験位置および地盤概要

試験は第2東海自動車道東海大府高架橋工区内のP3橋脚付近で行った。図-1に当該工区の位置図、図-2に標準断面図を示す。

図-3に試験位置における標準貫入試験結果および土質柱状図を示す。当該地区の地盤は第三紀鮮新世に堆積した東海層群と呼ばれる河成～湖成堆積物により構成されている。地表からGL-8m程度まではN値10程度の砂礫混じりの粘性土層であり、GL-8～15mまではN値10～20の細砂層となっている。その下部にはシルト層が分布しており、上部(GL-23m程度まで)は、風



図-1 工事位置図

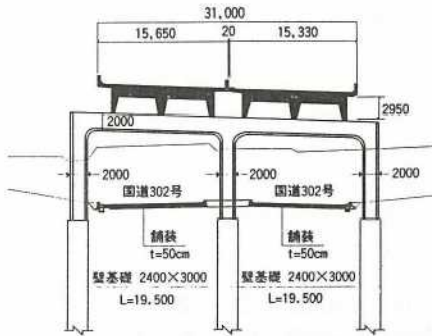


図-2 標準断面図



写真-1 ジャッキ装着状態

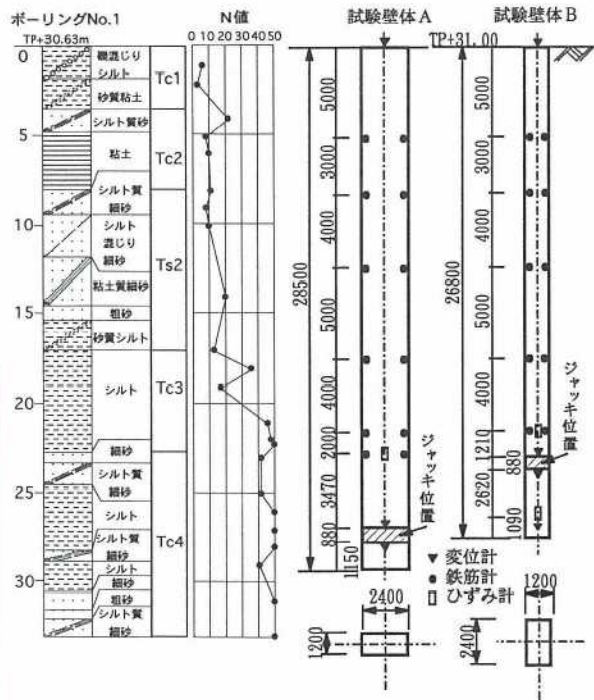


図-3 土質柱状図

図-4 鉛直載荷試験体

化変質に伴い、N値は20~40とやや小さいが、GL-23m以深は、固結度が極めて高く、軟岩状を呈している。

### 3. 鉛直載荷試験

#### (1) 試験概要

鉛直載荷試験は、支持層となる硬質シルト層の極限支持力の把握および東海層の各層の周面摩擦力の把握を目的として、試験方法を検討した。

荷重を基礎先端に極限まで載荷するには、通常の載

荷方法では載荷規模が大きくなり費用が増加するため、相反載荷試験<sup>2)</sup>を採用した。相反載荷試験は、壁先端付近にジャッキを設置し、ジャッキで浅の周面摩擦力を反力にして先端に直接載荷できる試験方法である。周面摩擦力の働く方向が実際に基礎として使用される時とは逆になるため、このことが摩擦力に与える影響については議論の余地もあるが、反力体を必要とせず極限までの載荷が可能となり、簡便であるという利点がある。今回は、先端に極限まで載荷して先端支持力の把握を行う試験体A(壁長29m)と上方に大変位

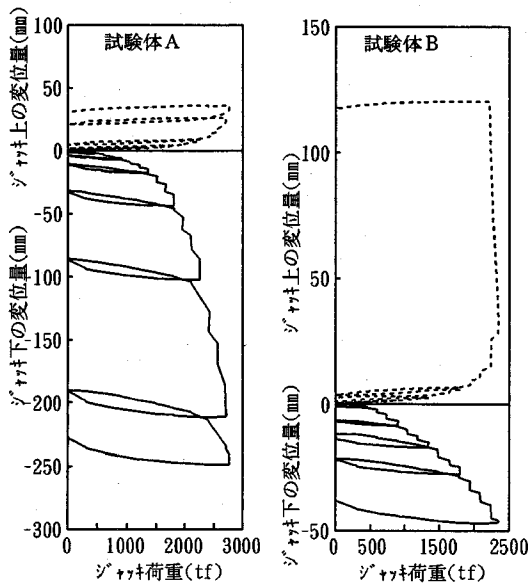


図-5 荷重-鉛直変位

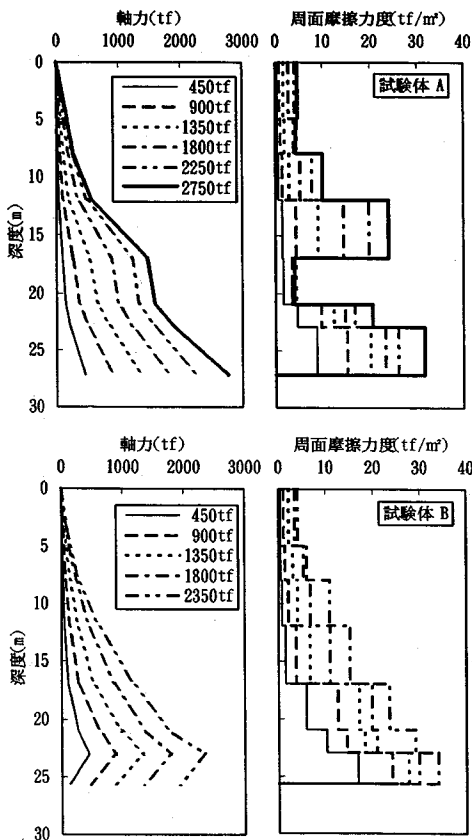


図-6 軸力, 周面摩擦力度分布

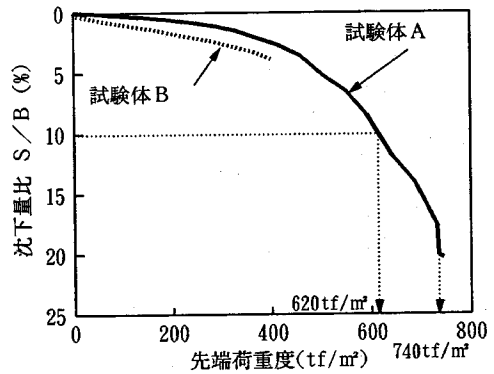


図-7 荷重度-沈下量比

させて周面摩擦力の把握を行う試験体B(壁長26m)の2体の試験体を用意した(図-4)。各々の試験体のジャッキは、各々の方向に極限まで載荷できるように、試験体Aは先端に近い位置に、試験体Bは先端からやや上方の位置に設置した。断面は両試験体とも1ガット(1.2m×2.4m)で掘削できる寸法とした。

ジャッキは、容量345tf(試験体Bは300tf)、ストローク400mmのものを8台使用し、2×4列に配置して鉄筋籠に装着した。写真-1に鉄筋籠に装着したジャッキを示す。

計測項目は、ジャッキ荷重、鉛直変位(ジャッキ上下、杭頭、杭先端)、鉄筋応力、コンクリートひずみである。計測器の配置を図-4に示す。

試験は、地盤工学会「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」に準拠し、処女荷重段階の荷重保持時間30分の多サイクル方式で実施した。

## (2) 試験結果と考察

### a) 試験結果

図-5にジャッキ荷重とジャッキ上下の変位量の関係を示す。最大荷重は、試験体Aが6サイクルめの2750tf、試験体Bが4サイクルめの2350tfであった。当初の計画通り、試験体Aはジャッキ下方に、試験体Bはジャッキ上方に大変位を与えることができ、それぞれ先端支持力、周面摩擦力の最大値を把握することが可能となった。

図-6に鉄筋計によって得られた軸力分布および周面摩擦力度分布を示す。軸力、周面摩擦力度は載荷重とともに増加し、周面摩擦力度の最大値は、上部粘性土層で4~6tf/m<sup>2</sup>、中間砂層で10~24tf/m<sup>2</sup>、硬質シルト層で23~34tf/m<sup>2</sup>であった。

### b) 先端支持力特性

図-7に先端地盤の荷重度と沈下量比(S/B)の関係を示す。ここにBは地中連続壁の短辺長(=120cm)である。先端地盤に到達した荷重は、ジャッキ下から先端までの硬質シルト層の周面摩擦力を試験体Bにお

表-1 硬質シルト層室内試験結果

Bo. No.	Test No.	採取位置 (TP m)	試験種別	Cu (tf/m <sup>2</sup> )	φu (°)
1	T1-9	+6.6	UU	62.0	20.2
	T1-10	+0.6	UU	11.3	28.2
	T1-11	-1.4	UU	91.6	3.8
2	T2-8	+5.8	UU	69.9	9.3
	T2-10	-0.8	UU	65.0	27.5

表-2 支持力係数の比較

項目	支持力係数Nc	
載荷試験結果	8.6 ~ 10.2	
理論値	Meyerhof	8.85
	Vesic	9.0
道路橋示方書	6.0	

ける同層の周面摩擦力-変位関係から定め、ジャッキ荷重から、差し引いて算出した。最大荷重時における先端支持力度は740tf/m<sup>2</sup>であり、杭の支持力の特性値である第2限界荷重(杭径の10%沈下量に相当する荷重)時における支持力度は620tf/m<sup>2</sup>であった。これらの1/3となる許容支持力度レベル(200~250tf/m<sup>2</sup>)での沈下量比は1%程度であり、設計荷重時の沈下量の面からみてもほとんど問題ないと考えられる。

以下において、今回の載荷試験によって得られた硬質シルト層の極限支持力度が土質調査結果とどのような関係にあるか支持力係数Nc (=qd/Cu)を指標に考察する。ここに、qd:極限先端支持力度, Cu:非排水せん断強度である。

表-1に硬質シルト層の室内試験結果を示す。試験結果は、UU試験であるにも拘わらず、φuが値を持っている。これは、供試体内の飽和度が低いことなどが理由に挙げられるが、T1-10を除いて、C成分が卓越しており実務の計算上ではC材とみなしてよいものと考えられる。この層のCuをT1-10を除いて平均すると、72.2tf/m<sup>2</sup>となる。よってNcは最大荷重時においては740/72.2=10.2、第2限界荷重時で620/72.2=8.6となる。

表-2に粘性地盤(φu=0)の極限支持力度に関して、支持力係数に相当する値を比較して示す。なお、これらの値には基礎の形状効果もすでに考慮されている。表中には道路橋示方書に示されている場所打ち杭の値<sup>5)</sup>、Meyerhofによる支持力理論<sup>4)</sup>、Vesicによる空洞押広げ理論<sup>5)</sup>による値を示してある。今回の載荷試験によって得られた支持力係数の値は、MeyerhofやVesicの支持力理論の値とほぼ同等となり、道路橋示方書よりもやや大きめの値であった。

b) 周面摩擦特性

図-8に今回の載荷試験によって得られたN値と最大摩擦力度fの関係を砂質土と粘性土に分けて示す。

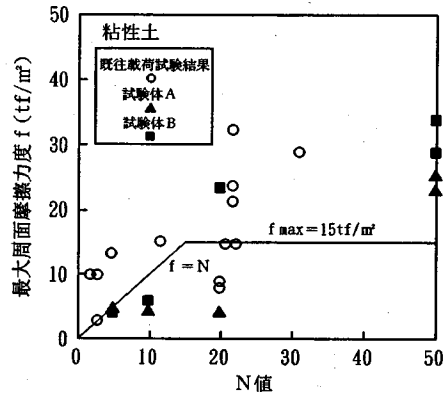
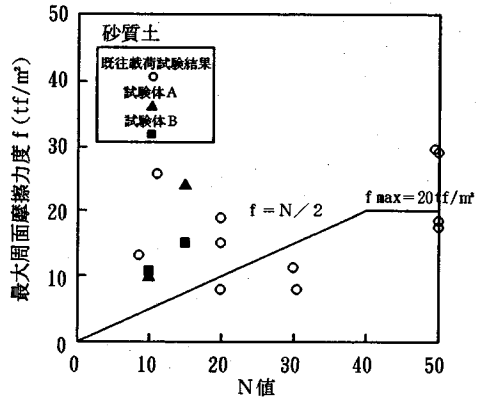


図-8 N値-f

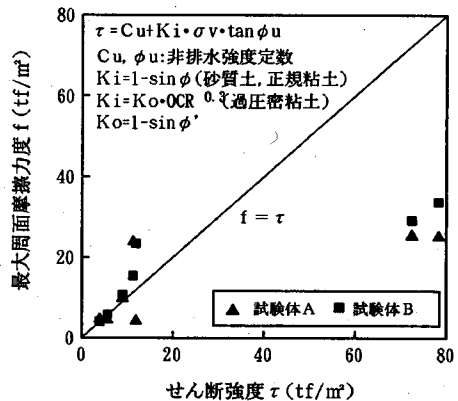


図-9 τ-f

図には、場所打ち杭の既往の載荷試験結果<sup>5)</sup>も同時に示してある。今回の結果は、既往の結果のばらつきの範囲内であり、砂質土については設計値よりもやや大きめ、粘性土についてはやや小さめであるといえる。道路橋示方書に示される設計値では、粘性土において15tf/m<sup>2</sup>の上限値が設けられているが、硬質シルト層におけるfは上限値を大きく上回っている。

図-9に地盤のせん断強度τとfの関係を示す。硬質シルト層以外は、ほぼf=τとなるが、硬質シルト層のfはτよりもかなり小さい。これはこの層の非排



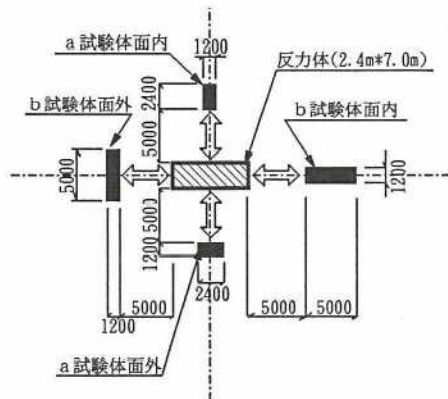


図-10 水平載荷試験体



写真-2 載荷装置全景

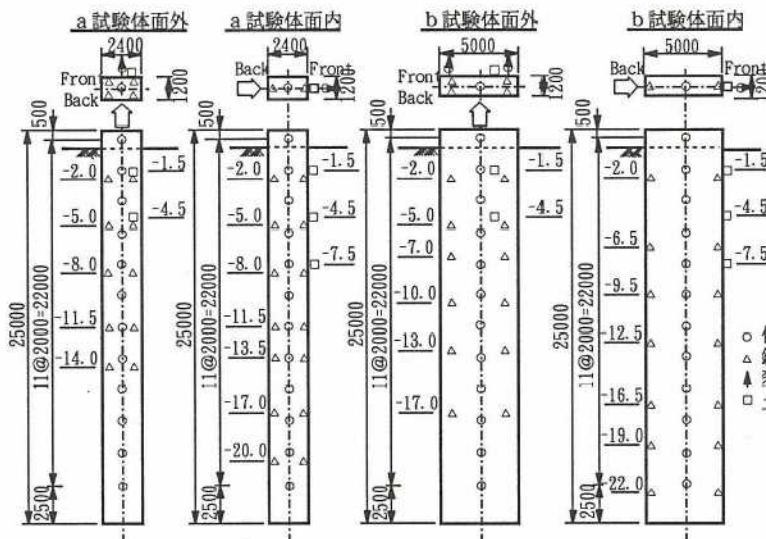


図-11 計測器配置図

水せん断強度が非常に大きいため、壁と地盤境界に付着したマッドケーキや掘削時の地盤の乱れなどの影響を受け、 $f$  が地盤固有の強度よりも小さくなったものと考えられる。

#### 4. 水平載荷試験

##### (1) 試験概要

水平載荷試験は、地盤バネの設定方法や上限値の設定方法、特に前面バネと側面バネの比と平面形状との関係について、シミュレーション解析を通じて検討を行うことを目的に行った。また、大地震等によって大きな変形が生じた後の基礎の耐力と変形性能を確認するための載荷も行っている。

図-10に試験体の配置を示す。試験体は、平面寸法1.2m×2.4mのa試験体と同1.2m×5.0mのb試験体を2つずつ築造し、面外方向、面内方向の2方向の載荷

を行った。壁長は各試験体とも25mである。

載荷はP3の本体基礎(2.4m×7.0m×25m)を反力体にして油圧ジャッキ(容量300tf、ストローク200mm)を最大8台用いて行った。写真-2に載荷装置の全景を示す。

計測項目は、ジャッキ荷重、杭頭変位、鉄筋応力、壁体内傾斜角、地盤反力等である。図-11に計測器配置を示す。

試験は、地盤工学会「杭の水平載荷試験方法・同解説」に準拠し、1方向多サイクル方式で実施した。また、残留変形後の耐力確認のため、最終サイクルにおいて最大荷重を確認した後、0荷重に戻し、次サイクルで最大荷重までの再載荷を行った。

##### (2) 試験結果

表-3に各試験体の最大荷重、最大水平変位および最大傾斜角を示し、図-12に荷重変位量曲線を示す。

表-3 試験結果

試験体	最大荷重 (tf)	最大変位 (mm)	最大傾斜角 (mrad)
a面外	360	267	62.7
a面内	546	211	39.0
b面外	610	238	60.2
b面内	1420	88	9.6

\*b面内はジャッキ能力の限界のため試験を終了した。

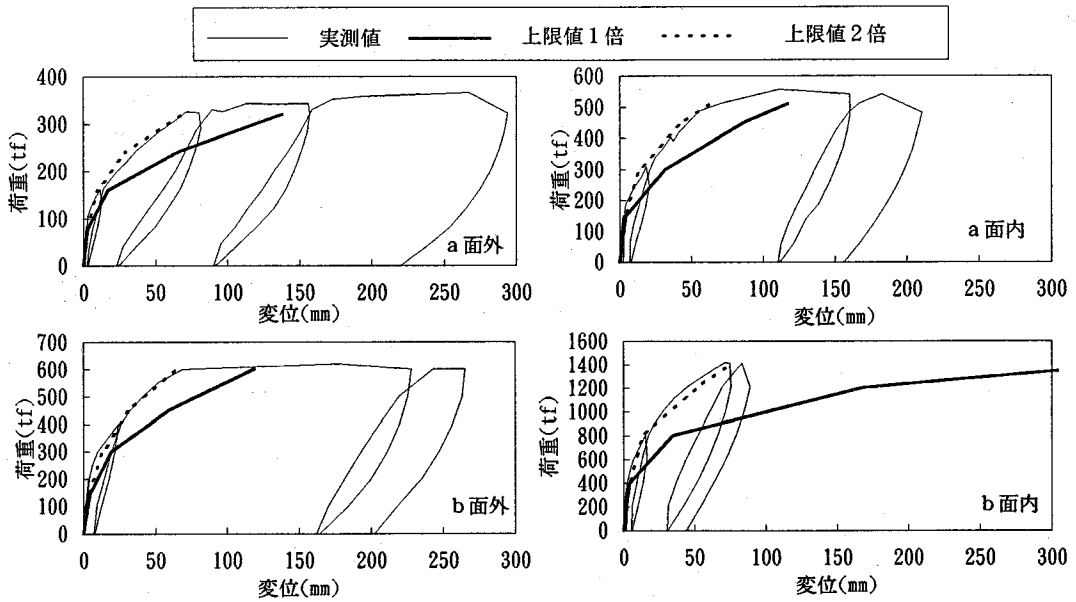


図-1 2 荷重変位曲線

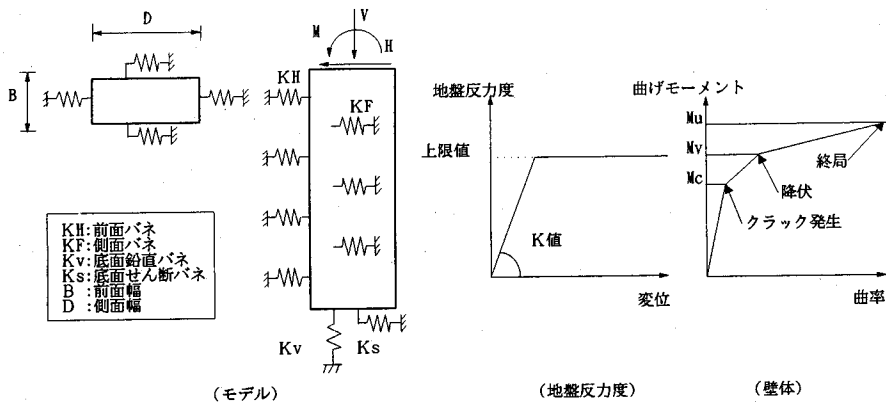


図-1 3 解析モデル図

断面の大きいb試験体の方がa試験体よりも最大荷重は大きい。同一形状の試験体では、断面剛性の大きい面内方向載荷の方が面外方向よりも最大荷重は大きく、壁基礎の水平耐力は著しい方向性を示すことがわかる。

最大荷重を履歴させた後に、0荷重に戻し、再載荷させたところ、いずれの試験体も、処女載荷時のピーク荷重とほぼ同等の荷重まで載荷することができた。これにより、大きな残留変形を生じた後も処女載荷時と同等の耐力を保持していることを確認した。

(3) 試験結果のシミュレーション

水平載荷試験結果を、設計計算に使用するモデルを

用いてシミュレーション解析し、地盤バネの設定方法や地盤反力度の上限値の設定方法などについての検討を行う。なお、地盤反力度の上限値とは、受働土圧により定まる水平方向の地盤反力度の設計上の制限値である。

a) 解析ケース

解析は以下の3ケース行う。

CASE 1・・・第1サイクルのピーク荷重規模でのシミュレーション解析を行い、側面バネと前面バネの比およびそれと平面形状との関係について検討する。

CASE 2・・・最大荷重規模までのシミュレーション解析を行い、地盤反力度の上限値に関する検討

表-4 入力定数一覧表

層名	下端深度 GL-m	N	$\gamma$ ( $\gamma_f/m^3$ )	C ( $tf/m^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	Eo ( $tf/m^2$ )
TC1	2.5	8	1.9	4.0	0	880
TC2	6.0	11	1.9	6.0	0	1530
TS2	14.5	13	(0.8)	0.0	33	1810
TC3	19.5	20	(0.8)	14.0	0	3570
TC4	24.0	50	(0.8)	70.0	0	6090

を行う。

CASE 3... 断面剛性一定のまま最大荷重規模までのシミュレーション解析を行い、断面剛性の設定方法についての検討を行う。

**b) 解析モデル**

図-13に解析モデルを示す。本モデルは、連壁指針における設計モデルであり、地盤抵抗を4種類のバイリニアバネ、壁体を弾性体とし、弾性床上の有限長梁の計算を行うモデルである。バネ値、地盤反力度の上限值の設定方法は連壁指針に準ずる。

**c) 入力定数**

表-4に主な土質定数を示す。コンクリートの弾性係数は載荷試験後コアボーリングを行って採取した供試体の圧縮試験結果から、 $3.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

地中連続壁のようなRC構造物は、曲げを受けて断面にクラックが発生すると断面剛性が低下し、曲げモーメントMと曲率 $\phi$ の関係も変化する。本解析においては、クラック発生後の断面剛性を式(1)で評価することとし、鉄筋計の実測値から壁体の曲率を求め、式(1)およびMと $\phi$ の関係式 ( $M = E I \cdot \phi$ )を用いて、壁体の荷重段階毎の断面剛性を算出して入力した。

$$I_e = (M_{cr}/M)^3 * (I_G - I_{cr}) + I_{cr} \quad (1)$$

- I<sub>cr</sub> : コンクリートの引張強度を無視した断面剛性
- I<sub>e</sub> : クラック発生後の断面剛性
- I<sub>G</sub> : 全断面有効時の断面剛性
- M : 発生曲げモーメント
- M<sub>cr</sub> : クラック発生曲げモーメント

**d) 解析結果と考察**

まず、CASE 1の結果について述べる。CASE 1では、前面バネ値をBH=Bとして算定し、 $\alpha F (=KF/KH)$ を数種類変えて計算を行って、実測値と壁頭変位量が最も合致する $\alpha F$ を求める。この時の荷重規模は、壁体にクラックがあまり生じていず、地盤が塑性化していない程度の低荷重域(第1サイクルのピーク荷重規模)とした。

実測値と合致する $\alpha F$ を求め、D/Bとの関係を示したものが図-14である。図には、既往の載荷試験結果から得られた $\alpha F$ の値<sup>6)</sup>と連壁指針における関係

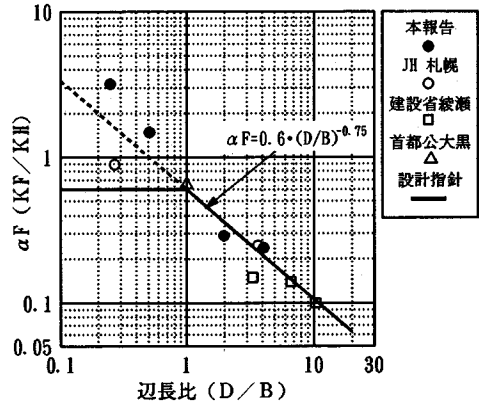


図-14  $\alpha F - D/B$

式も同時に示してある。今回の載荷試験結果得られた $\alpha F$ とD/Bの関係は、既往の結果と同様、ほぼ $\alpha F = 0.6 \cdot (D/B)^{-0.75}$ なる式で表すことができ、連壁指針の関係式はほぼ妥当であると考えられる。また、連壁指針ではD/B < 1の場合、 $\alpha F$ を0.6で頭打ちとしているが、今回の結果によれば頭打ちをしない関係式に近い。

つぎにCASE 2の結果について述べる。CASE 2ではCASE 1で求めた $\alpha F$ を用いて、最大荷重規模までのシミュレーション計算を行った。計算は、各試験体とも地盤反力度の上限值を連壁指針によって定まる値とした場合とそれらを2倍の値とした場合の2ケース行った。

図-12に各試験体の計算値を示す。各試験体とも、上限値を通常設定する値とした場合は、実測値よりも変形が大きく、載荷重が大きくなるほど実測値との差異が顕著になる。一方、上限値を2倍とした場合は、かなり大きな荷重段階まで実測値との対応がよい。図-15に上限値を2倍としたときの地中変位分布を示す。実測値と計算値は良い対応を示している。上限値を2倍とした方が実測値との対応がよいのは、実際の地中応力の分散は3次元的であるのに対し、設計上定める上限値(受働土圧)は2次元として算定されるためである。

最後にCASE 3の結果について述べる。変位量や断面力の算定の際は、コンクリートのクラック発生にともなう剛性低下は考慮しないのが通常である。ここでは、壁基礎の変位応力計算において、その仮定がどのような影響を与えるかを検討するため、各試験体とも断面剛性を荷重規模に関わらず一定(全断面有効)とし計算した。計算は、上限値をCASE 2同様、指針によって定まる値とそれの2倍の値の2ケース行った。

図-16に各試験体の荷重変位曲線を示す。上限値を2倍にした場合は、全ての試験体において、変位量が実測値より小さくなっている。つまり、断面剛性を全断面有効として計算することは、設計上変位を危険

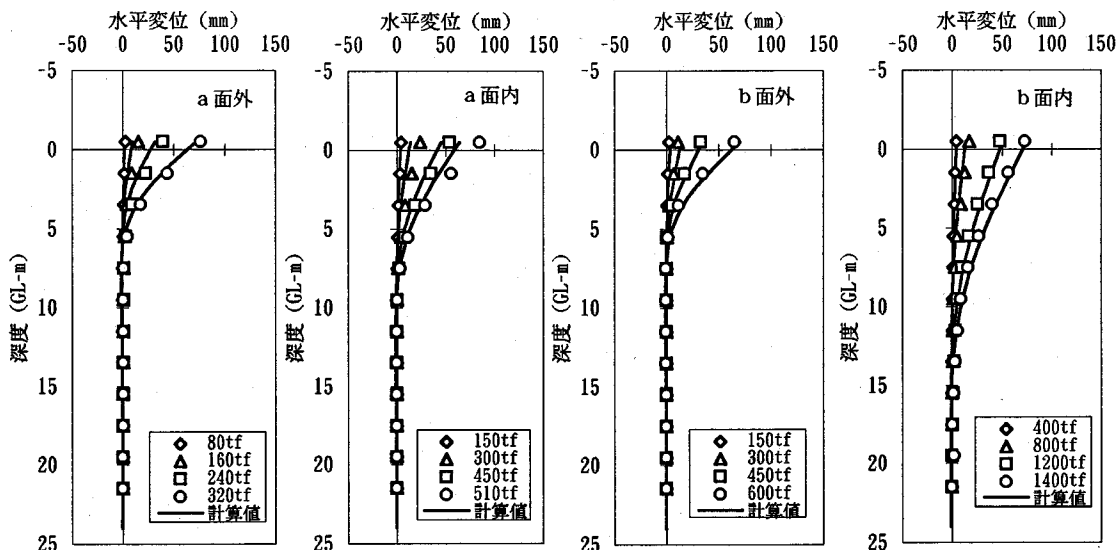


図-15 地中変位

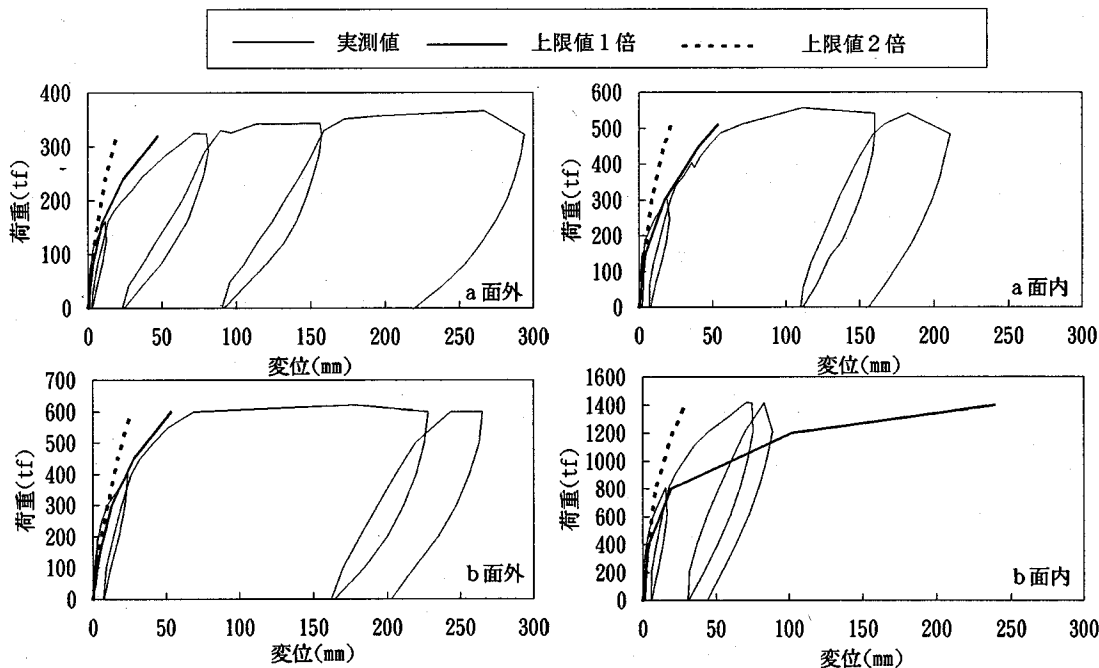


図-16 荷重変位曲線(CASE3)

側に計算することになる。上限値を通常設定する値とした場合は、いくつかの試験体においてある程度実測値と対応しているものの、全ての試験体において結果をうまくシミュレートしているとはいえない。実測値との対応が一部よいのは、断面剛性を大きく評価していることと地盤抵抗を小さく評価していることがうまく相殺したためと考える。

図-17に最大荷重の70%程度の荷重段階における曲げモーメント分布を示す。剛性を低下させて上限値を

2倍にしたケース(CASE2の結果)は、実測値とよく対応している。全断面有効として、上限値を通常に評価した場合は、剛性が大きい分発生曲げモーメントが実測値よりもかなり大きくなっている。つまり、断面剛性を全断面有効として計算すると、設計上断面力を安全側に計算することになる。全断面有効で上限値を2倍にしたケースは、断面力の大きさがほぼ実測値に近いが、これは剛性を大きく評価していることと、変形が小さいことが相殺しているものと考えられる。



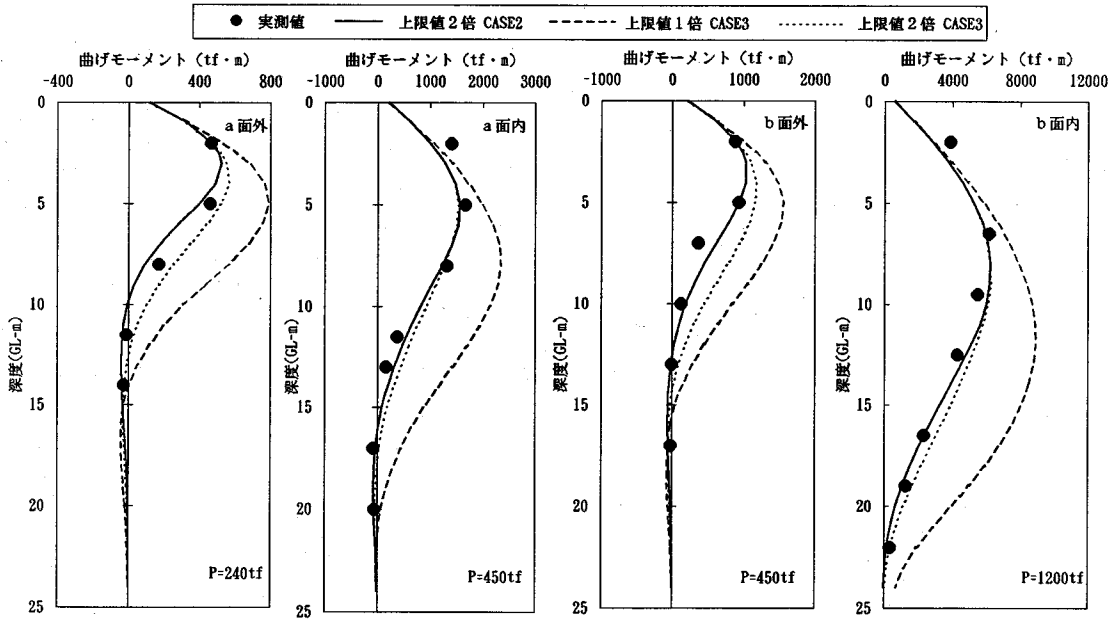


図-17 曲げモーメント図

## 5. 詳細設計への反映

### (1) 鉛直支持力

壁基礎先端の極限支持力  $q_d$  は試験体Aの結果より  $620 \text{ tf/m}^2$  と推定されたが、詳細設計においては、基礎の寸法効果や根入れ深さによる影響を考慮して、 $500 \text{ tf/m}^2$  とすることとした。また、硬質シルト層の最大周面摩擦力度は、A, Bの結果より、 $20 \text{ tf/m}^2$  以上期待できることから、粘性土層の  $f$  の上限値を  $20 \text{ tf/m}^2$  とした。この結果壁基礎の工事費は、計画設計時点 ( $q_d = 300 \text{ tf/m}^2$ ,  $f_{\text{max}} = 15 \text{ tf/m}^2$ ) より、約15%削減となった。

### (2) 水平支持力

シミュレーション計算の結果、上限値を2倍に評価すると実測値とよく一致した。しかし、これは断面剛性を実際の計測値をもとに低下させた場合の結果であり、設計計算上、断面剛性を発生断面力に応じて低下させなければ、上限値を2倍にして設計することは危険側の計算となる。断面剛性を変化させない現状の設計法は、断面力を安全側に評価したうえで、さらに上限値を小さめにおさえることで変形もそれなりに評価しようとしているといえ、小さな荷重レベル（設計荷重レベル）では十分実用的であると考え。そこで、詳細設計においても、現状の設計法を採用することとした。

### (3) 大地震時の変形性能と耐力照査の考え方

ここでは、道路橋の杭基礎における大地震時の変形

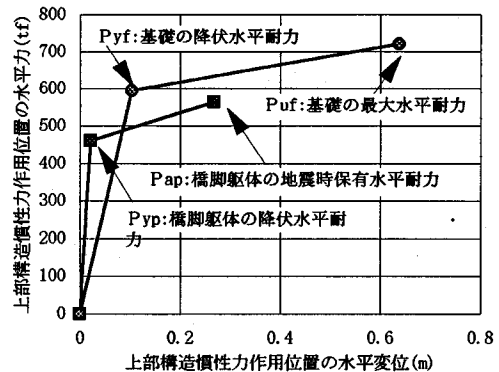


図-18 地震時の水平耐力の検討結果

性能と耐力の考え方<sup>8)</sup>を準用して、壁基礎における設計法の検討を行う。解析モデルは図-13に示すものを用いた。ここで、大変形時にも地盤反力度をバイリニア型と仮定しているが、今回の荷重試験では大変形時にも水平耐力は減少せず、さらに大変形後除荷し再荷重した場合でも、この耐力は維持されていることから、この仮定は妥当と考える。また、躯体の非線形性を考慮するとともに、地盤反力度の上限値を通常の設計で用いる値の2倍とした。これは、今回の解析において、この条件によって大きな荷重段階までシミュレートできたことを反映したものである。

図-18に本高架橋のある橋脚において壁基礎の耐力照査を行った計算例を示す。それぞれ照査式である式(2)を満足している。ただし、壁基礎の非線形性を考慮したときの橋脚躯体は線形（健全）と仮定している。このことより、大地震時の設計においても、既往の基

準と今回得られた支持力特性を考慮することにより、設計に支障がないことが明らかになった。

$$\begin{aligned} P_{uf} &> P_{ap} \\ P_{yf} &> P_{yp} \end{aligned} \quad (2)$$

P<sub>uf</sub> : 基礎の最大水平耐力  
P<sub>ap</sub> : 橋脚躯体の地震時保有水平耐力  
P<sub>yf</sub> : 基礎の降伏水平耐力  
P<sub>yp</sub> : 橋脚躯体の降伏水平耐力

## 6. まとめ

本載荷試験より以下のことが明らかになった。

- (1) 当該地区における硬質シルト層の先端支持力度は、最大荷重時で740tf/m<sup>2</sup>、第2限界荷重時で620tf/m<sup>2</sup>であった。また許容支持力度レベルでの沈下量は12mm程度であった。
- (2) 極限先端支持力度 q<sub>d</sub> と非排水せん断強度 C<sub>u</sub> の比である支持力係数 N<sub>c</sub> の値は、8.6~10.2 となり、設計値よりも大きく、Meyerhof や Vesic の支持力理論とほぼ同等な値となった。
- (3) 砂質土における最大周面摩擦力度 f と N 値の関係は設計値である  $f = N/2$  よりもやや大きめであった。
- (4) 粘性土における f と N 値、f と C<sub>u</sub> の関係は設計値である  $f = N$  or  $C$  よりもやや小さめであった。しかし、硬質シルト層においては現設計における上限値の 15tf/m<sup>2</sup> よりも大きい値であった。

- (5) 換算載荷幅 B<sub>H</sub> を前面幅 B としたときの  $\alpha F$  と D/B の関係は、既往の載荷試験と同様、ほぼ  $\alpha F = 0.6 \cdot (D/B)^{-0.75}$  なる式で表すことができ、連壁指針の範囲外の D/B においてもこの関係式が妥当であった。
- (6) 本載荷試験においては、地盤反力度の上限値を通常設定する値の2倍とした場合、各試験体ともかなり大きな荷重段階まで実測値をよくシミュレートすることができた。
- (7) 大地震時の変形性能および耐力照査に関して、本実験で得られた支持力特性を反映することが可能である。

## 参考文献

- 1) 和田, 永田, 若林, 五瀬; 連続地中壁による壁式基礎の支持機構, 橋梁と基礎, 1991. 10-11.
- 2) 藤岡, 新井, 新井, 山田; 新しい杭の鉛直試験載荷試験法の開発, 土と基礎, Vol. 39, No. 4, pp. 27~32, 1991. 4.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, 1994年2月.
- 4) Meyerhof, G. G: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Geotechnique*, Vol. 2, No. 4, pp. 301~332, 1951.
- 5) Vesic, A. S.: Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM3, pp. 265~290, 1972.
- 6) 土質工学会: 杭基礎の設計法とその解説.
- 7) 岡原美知夫: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 京都大学博士論文, 1990. 12.
- 8) 日本道路公団: 耐震設計・施工要領(案), 1995年7月. (1995. 12. 18 受付)

## IN-SITU LOADING TESTS OF DIAPHRAGM WALL FOUNDATION AND PROPERTY OF ITS BEARING CAPACITY

Yoshito MAEDA, Yoichi MORIYAMA, Ichiro KUROE, Junji SAKIMOTO and Masato ITO

Diaphragm wall foundation is one-wall type foundation of rectangular section without pile cap, and appropriate for neighboring construction because of littleness of excavation volume. Authors have conducted a series of loading tests using full-scale models (vertical:2, horizontal:4) for the purpose of establishing reasonable design method on this new type foundation at the site for Dai-ni Tokai Highway viaducts. This paper describes not only the end bearing capacity and skin friction of this foundation based on the results of vertical loading tests but also the useful information on lateral loading capacity of this method obtained from comparing experimental results with the corresponding simulation analyses.