## 9.3 道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究

研究予算:運営費交付金(道路勘定) 研究期間:平18~平20 担当チーム:構造物研究グループ(基礎) 研究担当者:中谷昌一,白戸真大,河野哲也

【要旨】

平成14年の道路橋示方書<sup>1)</sup>にて性能照査型の設計基準が導入され,橋梁に要求される性能や対応する限界状態が規定された.今後は,この限界状態に対する照査として,透明性が高く,また,国際的にも標準になりつつ ある信頼性理論に基づく照査式が求められている.昨年度は,杭基礎の水平許容変位に関して,平成14年の道路 橋示方書にしたがって設計された基礎が有する安全余裕を評価し,現行の許容変位量に替わる変位の限界値とそ れに適用する抵抗係数を提案した.今年度は,群杭基礎及び直接基礎の鉛直支持について,既往の設計法が見込 んでいる安全余裕を信頼性の観点から評価した.さらに,その結果に基いてこれまでの安全率に替わる抵抗係数 を求めた.

キーワード:鉛直極限支持力,群杭基礎,直接基礎,信頼性指標,抵抗係数

## 1. はじめに

設計基準の透明性を高め、より合理的な設計を行うた めには、安全率設定の考え方、方法を示すことが有意義 である. 例えば, 基礎構造物の支持力の安全率は, 伝統 と経験に基づき確立されてきたものである.しかし、地 盤抵抗の計算に用いる地盤パラメター、抵抗値を計算す るモデルのモデル誤差、荷重のモデル誤差や統計的なば らつきなどの各種要因ごとに不確実性の大きさを評価し、 個々の不確実性の要因が設計結果に与える影響を反映さ せて安全率を設定し直す方法を用いることで、理想的に は、今後、不確実な部分を改善し、技術の進歩を設計に 反映させることを促すことに貢献できる. そこで、昨年 度は杭基礎を対象とし、下部構造から決まる許容水平変 位に関して、現行の許容値に替わる限界値とそれに適用 する抵抗係数について検討した. 今年度は、群杭基礎と 直接基礎の常時の鉛直支持力照査について、 平成 14 年 版の道路橋示方書(以下,道示)にしたがって設計された 直接基礎・杭基礎の安全余裕を評価し、抵抗係数を新た に求めた結果を報告する.

なお,地震時の鉛直支持力照査,レベル2地震時の安 定照査に用いる部分係数等も別途検討を行っており,今 後,土木研究所資料等で報告する予定である。

#### 2. 直接基礎の鉛直支持に関する安全余裕度と抵抗係数

直接基礎の支持力については,支持力理論自体はほぼ 確立されているものの,理論上の仮定は必ずしも実際の 挙動を反映していないことから、1968年 道路橋下部構 造設計指針・直接基礎の設計篇<sup>23</sup>が出版された当時から 実測値と理論値に大きな乖離がある場合が想定され、別 途,経験に基づく許容値が適用されてきた.しかし、そ の後、2次元大型実験などの実測値の業績とともに、結 果との比較も行われ<sup>3</sup>、寸法効果を考慮して支持力を補 正するなど、実際の支持力に近い値を推定できるように なった.今年度は、支持力の不確実性を評価し、しかる べき安全性を定め、要求される安全性を満足するために 必要な抵抗係数について検討した結果を報告するもので ある.

## 2.1 直接基礎の支持力推定誤差

支持力推定式の推定誤差の統計量を求める. ここでい う推定誤差とは、A= 鉛直載荷試験で得られる極限支持 力の実測値、B= 地盤調査結果と支持力推定式で求めら れる極限支持力の計算値の比 (A/B)のことである. この 推定誤差には、地盤調査から地盤パラメターを決定する ときの不確実性、及びモデル誤差の両者が反映されてい る. 以後、A/Bの値を支持力比と呼ぶ.

実測値の算出に用いた試験は、中心鉛直載荷が行われたものである. 図-1(a) に示すように、載荷荷重・変位曲線でピーク点が見られている場合、または、図-1 (b) に示すように、ピーク点が見られないものの、荷重・変位曲線のある点を超過した後に荷重がほとんど増加しない場合は、実測値から極限支持力を定めることが可能



変位 (b) 荷重・変位関係である点を超過した後、荷重が増加しな い場合

図-1 極限支持力の実測値の定義





である.そこで、それぞれピーク点及び変曲点における 荷重を極限支持力とした.一方、図-2 に示すように、 載荷試験が極限支持力が発揮されるまで行われていない ものについては、実測値から極限支持力を定めることが 不可能であるため、荷重・変位曲線を式(1)に示すワイブ ル曲線<sup>4)</sup>でフィッティングし、ワイブル曲線で得られた 最大荷重を極限支持力とした.

 $R/R_u = 1 - \exp(-v/v_y)$  (1) ここに,  $R_u = 極限支持力$ ,  $v_y = 降伏沈下量である. 事$  前に図-1 に分類されたデータをワイブル分布曲線でフ ィッティングしたところ、そのフィッティング結果は概 ね信頼できるものであったので、極限まで載荷されてい ない場合についても、カーブフィッティングした結果を もって極限支持力の実測値とすることが可能と判断した. ただし、非常に小さい荷重領域のデータに対するカーブ フィッティングで極限支持力を求めることは精度が期待 できないので、試験での最大荷重がワイブル曲線で得ら れる降伏荷重 (0.63*R*)の1.2 倍よりも大きいデータのみ を対象とした.

一方,計算値は,次式より求める.

 $Q_{u} = (\alpha \kappa c N_{c}S_{c} + \kappa q N_{q}S_{q} + 0.5\gamma\beta B N_{\gamma}S_{\gamma}) \times A$  (2) ここに,  $Q_{u} =$ 極限支持力(kN), A =載荷面積 (m<sup>2</sup>), c= 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>), q =サーチャージ (kN/m<sup>2</sup>),  $\gamma =$ 地 盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>), B =基礎幅 (m)で載荷面の 形状が長方形で長辺と短辺が異なる場合には短辺とした. また, $N_{q}$ ,  $N_{r}$ ,  $N_{\gamma} =$ それぞれ粘着力項, サーチャージ項, 地盤自重項の支持力係数,  $S_{q}$ ,  $S_{r}$ ,  $S_{\gamma} =$ 基礎の寸法効果を 考慮するための補正係数で,

 $S_{c} = (c^{*})^{\lambda}, S_{q} = (q^{*})^{\nu}, S_{\gamma} = (B)^{\mu}$ (3)

である. ここに、  $e^* = c/a$ ,  $(1 \le e^* \le 10)$ , c = 地盤の 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>), a = 10 (kN/m<sup>2</sup>),  $q^* = q/q_0$ ,  $(1 \le q^* \le 10)$ , q =上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>), q = 10 (kN/m<sup>2</sup>)である. また,指数 $\lambda$ , v,  $\mu$  は, -1/3 である. 支持力係数と寸法 効果の補正係数は無次元数である. 道示では,支持力係 数は、荷重の傾斜角、内部摩擦角を用いて、グラフより 読み取る方法が記されているが<sup>1)</sup>,本文では、それらの 理論式及び近似式 のにより算出した.また、 $\alpha$ ,  $\beta$ は長方 形基礎・正方形基礎に対する形状係数であり、次式で求 められる.

 $\alpha = 1 + 0.3B/D, \beta = 1 - 0.4B/D$  (4) ここに、中心鉛直載荷であるので B, Dはそれぞれ基礎の短辺幅、長辺幅である.また、 $\kappa$ は根入れ効果に対する割り増し係数であり、

κ=1+0.3D/B
 である.ここに、Dは支持地盤あるいは支持地盤と同程
 度良質な地盤に根入れした深さである.

表 −1に、支持力比の統計量の算出に用いたデータの 基礎幅(載荷幅) B 及び得られた統計量、粘着力 c, 及び せん断抵抗角 φ の算出のために利用した地盤試験方法を 示す.砂(原地盤)および砂れきの三軸圧縮試験について は、試験拘束圧が基礎底面に作用する死荷重相当の拘束 圧程度で行われているものを選定した.過去の実績によ ると、基礎底面に作用する死荷重はおよそ 200 ~300

地盤種別	データ数	試験地盤数	<i>B'</i> (mm)	バイアス $\lambda_p$	変動係数 COV <sub>p</sub>	試験方法及び
						拘束王(kN/m²)
砂れき	8	3	300~1300	1.479	0.171	三軸王縮試験(300)
砂 (原地盤)	13	3	$200 \sim 3000$	0.894	0.257	三軸王縮試験(100~300)
シルト・粘土	4	1	$300 \sim 750$	4.590		一面せん断試験
	6	2	$300 \sim 750$	0.537		三軸王縮試験
軟岩	6	1	300	0.814	0.254	三軸圧縮試験

表 -1 直接基礎の支持力比の統計量 (a) 原地盤における正方形・長方形基礎の載荷試験

	データ数	<i>B</i> (mm)	バイアス λp	変動係数 COVp	試験方法
砂 (実験地盤)	14	$230 \sim 500$	0.722	0.307	ねじり単純せん断試験

(b) 平面ひずみ土槽における帯基礎の載荷試験







(kN/m<sup>2</sup>)程度であった<sup>6,7,8,9</sup>. 表-1(a) に示した砂 (原地 盤),砂れきの三軸圧縮試験の拘束圧は,100~300 (kN/m<sup>2</sup>)程度である<sup>10,11</sup>. また,図-3 (a) に,砂れき, 砂 (原地盤),砂 (実験地盤)について,図-3 (b) に,シル ト・粘土について,表-1 に示す方法により求めた *c, φ*を 用いて計算した支持力計算値に対して算出した支持力比 と基礎の見かけの載荷幅の関係及びこれを最小二乗法で 近似した結果を示す.見かけの載荷幅は,表-1(a)に示し た原地盤における正方形基礎,長方形基礎の載荷試験の 場合は載荷面積の平方根, 表-1(b)に示した実験地盤にお ける帯状載荷の場合は帯幅とする. 図-3 及び表-1 に示 すように、粘土・シルトについては、 ς,φを一面せん断 試験から算出した場合には非常に大きなバイアスが、ま た, c, ø を三軸圧縮試験から求めた場合は小さなバイア スが得られており、全体的に予測精度が悪く、ばらつき も大きい.砂 (実験地盤)の支持力比のバイアスは、砂 (原 地盤)の値よりも小さい.砂 (実験地盤)は平面ひずみ土槽 の帯基礎に対して行われたものであり、平面ひずみ状態 における予測精度は若干劣る.支持力比の載荷幅依存性 を見てみると、粘土・シルト及び砂 (実験地盤)は載荷幅 に依存する傾向が見られるが、これらは載荷幅の小さい 範囲のデータしかないことも一因であると考えられる. 一方,砂(原地盤),砂れきについては、載荷幅によらず、 支持力比は一定している. 特に,砂(原地盤)場合は,平 均値1付近である.

過去の実績によると、粘土・シルト地盤上に直接基礎 を施工した事例はほとんど無い(およそ全体の2%程度) 6,7,8,9. そこで、本文では砂(原地盤)および軟岩の統計 量を参考に、直接基礎の支持力比のモデル誤差として、 バイアス  $\lambda_p = 0.85$ 、変動係数 COV<sub>p</sub> = 0.30 とする.

図-4 にシルト・粘土以外の全地盤について,支持力比の度数分布を示す.支持力比の分布は,正規分布及び対数正規分布のいずれにも適合する.

図-5 に、砂れきについて、表-1の方法で得られた c, φ の値から求めた支持力比と、平板載荷試験結果からφを 逆算することにより得られた c, φの値から求めた支持力 比を比較した. φを平板載荷試験から逆算する方法は、 三軸圧縮試験から得られた cの値 (= 108 (kN/m<sup>2</sup>))を参考 に c = 100 (kN/m<sup>2</sup>)と仮定し、それと載荷板が 300×300 mmの長方形のケースにおける極限支持力を用いて次式







図-5地盤定数の算出方法の違いによる支持力比の違い

より¢を逆算するものである.

$$Q_{\rm u} = \frac{\pi B^2}{4} \left( 1.3 c N_c S_c + 0.3 B \gamma N_{\gamma} S_{\gamma} \right)$$
(6)

ここに、 $Q_u$ は平板載荷試験によって求めた極限支持力 (kN)、 $\gamma$ は土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)である.結果、逆算 の結果  $\phi$ = 45° と求められた.そして、c= 100 (kN/m<sup>2</sup>)、  $\phi$ = 45° を用いて対象となる実験結果の極限支持力を計 算する. **図**-5 の結果より、平板載荷試験から逆算した地 盤定数を用いて算出した支持力比は、三軸圧縮試験から 求めた地盤定数を用いて算出した支持力比よりも1に近 く、若干精度が向上した.

## 2.2 安全余裕度と抵抗係数の評価

次に,一つの荷重Qと一つの抵抗Rが確率変数で,そ れぞれ対数正規分布に従うとき,現行設計で有する安全 率<sub>458</sub>と信頼性に基づく安全余裕度(信頼性指標 *β*)の関 係は次式で表される.

$$\beta = \frac{\ln\left(\mu_{FS} \times \frac{\lambda_R}{\lambda_Q} \times \sqrt{\frac{1 + \text{COV}_Q^2}{1 + \text{COV}_R^2}}\right)}{\sqrt{\ln\left[(1 + \text{COV}_Q^2)(1 + \text{COV}_R^2)\right]}}$$
(7)

ここに、 $\lambda_q$ とCOV<sub>Q</sub>は、荷重のモデル誤差で設計荷重(も しくは計算荷重)に対する実際の荷重分布のバイアスと 変動係数、 $\lambda_R$ とCOV<sub>R</sub>は、抵抗のモデル誤差でそれぞれ バイアスと変動係数である.以後の議論の簡単のために、 荷重を確定値とする.すなわち、 $\lambda_q$ =1.0、COV<sub>Q</sub>=0と すると、式(7)は、

$$\beta = \frac{\ln\left(\mu_{FS} \times \lambda_R \times \sqrt{\frac{1}{1 + \text{COV}_R^2}}\right)}{\sqrt{\ln\left[(1 + \text{COV}_R^2)\right]}}$$
(8)

となる.  $\mu_{\rm Rs}$  に現在の設計で用いている3.0,  $\lambda_{\rm R}$ とCOV<sub>R</sub> に前節で求めた0.85および0.30をそれぞれ代入すると, 信頼性指標 $\beta$ は3.04と求められる.

この結果に基づき、直接基礎の目標信頼性指標 $\beta_{1}$ を 3.10と設定し、対応する抵抗係数 $\phi$ を計算する.このと きの照査式は、

$$Q_{\rm d} \leq R_{\rm ud} = \Phi \times R_{\rm uc} \tag{9}$$

である.ここに、 $Q_4$  = 設計鉛直荷重、 $R_{ud}$  = 設計鉛直支 持力、 $R_{uc}$  = 鉛直支持力の特性値であり、**表**-1の地盤調 査、もしくは**表**-1の調査方法と平板載荷試験の組合せで  $c, \phi$ を求め、式(2)で計算する.式(8)を変形すると、

$$\Phi = \lambda_R \sqrt{\frac{1}{1 + \text{COV}_R^2}} / \exp\left\{\beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)}\right\} \quad (10)$$

となり、 $\phi$ =0.33となる. **表**-2 に既設の直接基礎が有す る信頼性指標 $\beta$ と目標信頼性指標 $\beta_T$ 、 $\beta_T$ を満足するため に必要な抵抗係数 $\phi$ をまとめた.

表-2 直接基礎が有する信頼性指標 βと目標信頼性指標 β7お よび抵抗係数Φ

β	$eta_T$	${\it \Phi}$
3.04	3.10	0.33

## 3. 杭基礎の鉛直支持に関する安全余裕と抵抗係数

杭基礎の鉛直支持力については、そもそも支持力推定 式自体が原位置載荷試験結果との相関関係に基づくもの であるため、多くの原位置載荷試験データに基づいて支 持力推定の不確実性を検討することができる.しかし、 原位置載荷試験は単杭に対するものであるため、この方 法で支持力推定の不確実性を検討できるのは単杭基礎の みである.一方、杭基礎は通常群杭からなる.欧米諸国 における基礎構造設計基準であるEurocode7では、群杭 の場合は群杭を構成する単杭の支持力にばらつきがある ものの、杭同士での荷重の再配分が期待できると考えて いる.そのため、単杭に比べて群杭は安全余裕が大きい と考え、群杭基礎の支持力は、単杭の支持力に杭本数を 乗じたものの1.1倍を考慮してよいとしている<sup>12</sup>. その数 字の根拠としては、文献13)でわずかに説明されているも のの、詳細な説明がなされているわけではない.本文で は、信頼性理論に基き、群杭の支持力照査について検討 する.

## 3.1 群杭基礎の実測値と計算値

群杭基礎の支持力のモデル誤差は、杭の本数に応じて 変化する.例えば、一本の杭から構成される単杭基礎の 支持力比のばらつきは、一本の杭の支持力比のばらつき そのものである.一方、前述のように、群杭を構成する 各杭の支持力もばらつきがあるので、群杭基礎としての 支持力の実測値を次式で表す.x本からなる群杭の場合、

A=Σ(各杭の支持力)

=(基礎を構成する各杭の支持力の実測値の平均値)

×(杭本数x)

一方で,計算値は,杭一本の支持力推定値を単純に杭本 数倍する.

B=(基礎を構成する杭一本の支持力の計算値) ×(杭本数x)

最終的に, 群杭基礎の支持力比は, p=A/Bとして評価される.

単杭の極限支持力の実測値は、杭頭荷重・杭頭変位関係において、杭頭変位vが杭径Dの10%に至るまでにピーク点がみられたときはピーク点での杭当荷重、見られ

ないときはv/D=10%のときの杭頭荷重とした. 試験に おいて杭頭沈下量が杭径の10%に達していないものに ついては,式(1)のワイブル分布曲線で推定した曲線上に おいて,v/D=10%のときの杭当荷重とした.

単杭の支持力推定式は、以下の通りである.

$$R_{\rm u} = q_{\rm d} A + U \Sigma (Lf) \tag{11}$$

ここに,  $R_a$  = 単杭の極限支持力 (kN),  $q_a$  = 杭先端にお ける単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>), A = 杭先 端面積 (m<sup>2</sup>), U = 杭の周長 (m), L = 周面摩擦力を考慮 する層の層厚 (m), f = 周面摩擦力を考慮する層の最大 周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)である.周面摩擦力の算出にあた っては,杭頭から支持層上面までの層を考慮した.先端 支持力度,周面摩擦力度の値は,道示に従った.

#### 3.2 杭基礎の支持力比の統計量の評価方法

前節で述べた群杭の極限支持力の実測値,計算値の定 義より,群杭基礎の支持力比p=A/Bは,(群杭基礎を構 成する各杭の支持力の実測値の平均値)/(単杭の支持力 の計算値)として表すことができる.すなわち,全国に存 在する群杭基礎の支持力比pのばらつきCOVpは,基礎 を構成する各杭の実測値の平均値のばらつきである.こ のとき,一本の杭の支持力のばらつきと,その杭と同じ ばらつきを有する杭x本の平均値のばらつきを比べると, 後者の方が小さくなり,さらにxの数が多いほど小さく なる.したがって,群杭の信頼性を考えるときには杭の



図-6 杭基礎の支持力比の統計量算出の概念図

(15)

本数に応じて群杭基礎としての支持力比のばらつきがどの程度変わり、その結果支持力推定の信頼性がどの程度 変化するのかを検討する必要がある.

杭本数に応じた群杭基礎の支持力比のばらつきは、杭 の本数が等しい群杭基礎の載荷試験結果を多数収集し、 直接基礎と同様に分析すれば得られる.しかし、原位置 で群杭の極限支持力の実測値が得られた例は無い.そこ で、以下の方法により群杭の支持力比のばらつきを評価 した.

図-6 に群杭基礎の支持力比のばらつきの評価方法の 概念図を示す.図-6 は、全国にいくつかのサイト (サイ ト1、サイト2、サイト3・・・)が存在し、さらに、それぞれ のサイトの中には、いくつかの群杭基礎が存在している 状況を模式的に示したものである.今、全国の群杭基礎 の中から一基を選定し、この群杭基礎の支持力比をpiと する.さらに、この群杭基礎が存在するサイト1中に存 在する全群杭基礎の各杭の支持力比の平均値をmiとす る.このとき、miに対するpiの比率をLiとすると、piは 次式で表すことができる.

 p1=m1 × L1
 (12)

 このように、ある群杭基礎の支持力比p1は、その群杭基

 礎が存在するサイトの支持力比の平均値m1と、m1に対す

 る比率L1で表すことができる.

L<sub>1</sub>は、当該サイトに存在する全群杭基礎の各杭の支持 カ比の平均値m<sub>1</sub>に対する当該群杭基礎の支持力比(そ の群杭を構成する単杭の支持力比の平均値)の比率であ る.サイトの中に打設された群杭基礎の支持力もサイト 内でばらつきを有しているため、Lもばらつきを有し、 図-6 (a)に示すように、そのばらつきは杭本数が増える

と減少する.

m<sub>1</sub>は、サイト1中の全群杭基礎の各杭の支持力比の平 均値を示す値であるため、サイト1固有の値である.し たがって、異なるサイト同士でmを比較したとき、サイ トの違いによるばらつきが生じる.ただし、mはサイト 固有の値であるため、図-6 (b)に示すように、そのばら つき (サイトの違いによるばらつき)は群杭を構成する 杭の本数によって変動しない.

そして、図-6 (c)に示すように、全国に存在する群杭基 礎が有する支持力比のばらつきは、サイト内の支持力比 のばらつき (Lのばらつき、図-6 (a))と、サイトの違いに よるばらつき (mのばらつき、図-6 (b))の二つからなり、 式で表すと次のようになる.

$COV_p = (COV_L^2 + COV_m^2)^{0.5}$	(13)
一方, バイアスは次のようになる.	
$\lambda_{\rm p} = \lambda_{\rm L} \times \lambda_{\rm m}$	(14)

ここに、λは添え字が表す分布のバイアスを意味する. ただし、サイト内の支持力比は、サイト内での偏りを表 す指標であるため、そのバイアスλ」は1.0である.した がって、式(14)は次のようになる.

 $\lambda_{\rm p} = \lambda_{\rm m}$ 

## 3.3 統計量の算出

## 3. 3. 1 サイト内の支持力比のばらつき (COVL)

サイト内の群杭としての支持力比のばらつきCOVLは, 同一サイトで載荷試験が複数あれば,それらについて支 持力比を求めてばらつきを評価することにより求められ る.ただし,前述のように群杭基礎に対して行われた載 荷試験例はない.そこで,まず単杭について分析を行い (図-6(a-1)),その結果を利用して杭本数に応じた支持力 比のばらつきCOVLを計算した.

土木研究所所有の載荷試験データベースを調べたところ、表-3に示すように同一のサイトで同一の支持層に根入れされた単杭の載荷試験が複数行われている例は6件存在した.ただし、表-3中のサイト2~5の杭には杭長の8割以上の部分に周面摩擦軽減処理が施されているため、これらのサイトの支持力比のばらつきは先端支持力のばらつきであると考えられる.一方、サイト1の杭には周面摩擦軽減処理が施されておらず、先端支持力と周面摩擦入の両方のばらつきが考慮されていると考えられる.本文では、同一サイト内の支持力比のばらつきとして0.05とした.また、サイト固有の支持力のばらつきは全てのサイトで同じであると仮定した.

次に, 杭の本数に応じてCOVLがどのように変化する かを調べる. これは, あるサイトの複数本の杭の支持力 の平均値のばらつきで, *t* 分布に従うと仮定して計算し た(図-6 (a-2)). なお, 本文で検討した群杭基礎は, 2本, 3本, 4本, 5本, 6本, 9本群杭である. 計算結果を表-4 に 示す.

表-3 サイト内の単杭の支持力比のばらつきCOVL

サイト	1a*	1b*	2	3	4	5
杭本数	2	2	2	2	2	2
COVL	0.01	0.01	0.05	0.05	0.04	0.04

\* サイト1aと1bは同一サイトで, 杭長および支持層が異なる

表-4 群杭基礎のサイト内の支持力比のばらつきCOVL

杭本数	1本	2本	3本	4本	5本	6本	9本
$\text{COV}_{\text{L}}$	0.05	0.035	0.029	0.025	0.022	0.020	0.017

3. 3. 2 サイトの違いによる支持力比のばらつき (COVm) COV<sub>m</sub>はサイト内の全群杭基礎の支持力比の平均値に ついて,全国のサイトで比較した場合のばらつきである. これは,全国の多くのサイトについて,それぞれのサイ ト内の支持力比の平均値mを求め,その統計量を整理す ることにより求められるが,この方法を用いるためには, サイト内の支持力比の平均値を求められるだけの数多く の載荷試験が行われているサイトの情報を多数収集する 必要がある.しかし,現在のデータベースには十分なデ ータが無い.一方,前述のようにCOV<sub>m</sub>はサイト間のば らつきなので,杭本数による違いは無い.そこで,本文 では、単杭について,異なるサイトで行われた載荷試験 結果からCOV<sub>p</sub>を求め(**図-6 (c-1)**),この値と前小節で検 討した単杭のCOV<sub>L</sub>(=0.05)を式(13)に代入し,COV<sub>m</sub>を 逆算することにより求めた(**図-6 (b-1)**).

単杭のCOV<sub>p</sub>の結果を**表**-5に示す.**表**-5の結果より, 単杭の支持力比の確率モデルとしてバイアス  $\lambda_p = 1.0$ , 変動係数COV<sub>p</sub>=0.35を設定する.

そして、COV<sub>p</sub>=0.35、COV<sub>L</sub>=0.05を式(13)に代入した 結果,**表-6**に示すようにCOV<sub>m</sub>=0.346となる.

COVm	杭本数によらず一	一定 (0.346)			
表6 サイトの違いによる支持力比のばらつき COVm					
中堀り鋼管杭	1.225	0.323			
打込み鋼管杭	0.928	0.327			
場所打ち杭	1.034	0.315			
杭種·工法	バイアス $\lambda_p$	変動係数 COVp			

表-5 単杭の支持力比に関する統計量

## 3. 3. 3 杭基礎の支持力比のばらつき (COV<sub>p</sub>)

最後に、杭の本数に応じたCOV<sub>p</sub>を計算する. COV<sub>p</sub> は、**表-4**に示す杭の本数に応じたCOV<sub>L</sub>と**表-6**に示す COV<sub>m</sub>を式(13)に代入することにより求められる(**図-6** (**c-2**)). 得られた結果を丸め、COV<sub>p</sub>として**表-7**に示す値 を定める.

#### 表-7 群杭基礎のサイト内の支持力比のばらつきCOVp

杭本数	1本	2~5本	6本以上
COVp	0.350	0.348	0.346

#### 3. 4 安全余裕と抵抗係数の評価

3.3で求めた統計量を用いて、杭基礎の抵抗係数を評価する.まず、目標信頼性指標を決定するため、既設の 杭基礎が有する信頼性を求める.直接基礎と同様に、道 示で定められる安全率 $\mu$ s (= 3)の逆数として定めた抵抗 係数 $\phi$ (= 1/ $\mu$ s)、杭基礎の支持力比の統計量を式(6)に代 入し、 $\beta$ を逆算することにより求める.結果を**表-8**に示 す. 一本杭の $\beta$ は3.06であり、杭の本数が多くなるに伴っ て、 $\beta$ の値が大きくなっている.これは、 $\beta$ =3.06の単杭 を4本有する群杭基礎は、群杭基礎としては3.10の信頼性 を有していることを示している.

実橋の施工事例を見てみると、杭基礎の大半は5本以 上の杭を有する群杭基礎である<sup>6,7,8,9</sup>.5本以上の杭を有 する群杭基礎のβは3.10であり、既設の直接基礎が有す る信頼性とほぼ同程度である.以上の検討より、既設の 直接基礎と杭基礎が有する信頼性は、ほぼ同程度である ことが確認された.

次に,**表-8**の結果に基いて,杭基礎の目標信頼性指標  $\beta$ rを定める.前述のように,既設の杭基礎の大半は5本 以上の杭を有するので,これらの既設基礎の信頼性を参 考に, $\beta$ r=3.10とする.

次に、 $\beta_{\rm fr}$ =3.10を満足するために必要な抵抗係数を計 算する. 杭基礎の支持力比の統計量 ( $\lambda_p$ =1.0, COV<sub>p</sub>= 0.347~0.350)及び $\beta = \beta_{\rm fr}$ =3.10を式(13)に代入すること により求められる. 求められた抵抗係数 $\sigma$ の値を**表**-9 に示す. 杭本数が少ない基礎は、杭本数が多い基礎に比 べて $\sigma$ の値が小さい. これは、杭本数が少ない杭基礎は 杭本数が多い基礎に比べて群杭としての支持力比のばら つきが大きく、支持力予測の信頼性が低いためである.

しかし、杭本数の変化に応じた**の**の値の変化はさほど 無い.これは、単杭の支持力の計算精度が悪く、COVm が大きいためである.このことは、逆にサイトで載荷試 験を行えば大きな抵抗係数**の**が得られることを示してい る.したがって、載荷試験を行った場合には、**の**を大き くできるような基準化が望まれる.

表-8 現行の杭基礎が有する信頼性指標β

				(MA)	
	杭本数	1本	2~5本	6本以上	
	β	3.06	3.08	3.10	
表-9 目標信頼性指標を満足するために必要な抵抗係					
	杭本数	1本	2~5本	6本以上	
ĺ	$\phi$	0.329	0.331	0.333	

#### 4. まとめ

杭基礎と直接基礎を対象とし、常時の鉛直支持の照査 に用いる抵抗係数について検討した.

- 常時における既設の直接基礎と杭基礎の有する安全 余裕はともに3.1程度であり、ほぼ同程度であること を確認した。
- ・ 杭基礎については、杭本数を考慮した上で安全余裕

を評価し,抵抗係数を計算した.その結果,既設の 単杭の信頼性指標は3.0程度,6本群杭の信頼性指標 は3.1程度となった.

杭基礎の場合,現地載荷試験を行うことで格段に設計信頼性を向上させることができることが裏付けられた.

地震時の鉛直支持力の照査,レベル2地震時の安定照 査に用いる部分係数についても別途検討を行っており, 今後土木研究所資料等で報告する予定である.

## 参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説, 2002.
- 日本道路協会:道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計 篇,1968.
- 3) 龍岡文夫,岡原美智夫,田中忠次,Siddiquee,M.S.A.: 模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究,土と基礎, Vol. 40, No. 5, pp.11-16, 1992.
- 宇都一馬,冬木衛,桜井学:杭の載荷試験結果の整理 方法,基礎工, Vol. 10, No.9, pp.21-30, 1982.
- 5) 塩井幸武,浅沼秀弥,杉崎光義:浅い剛体基礎の極限支持 力に関する研究,土木研究所資料,1611号,1980.
- 塩井幸武,古屋敏夫,千野啓次:構造物基礎形式の選定手 法調査,土木研究所資料,1285号,1978.
- 岡原美智夫、小幡宏、小池信一:構造物基礎形式の選定手 法調査、土木研究所資料,2528号、1988.
- 福井次郎,中野正則,石田雅博,七澤利明,芦達拓哉,田 口博文:構造物基礎形式の選定手法調査,土木研究所資料, 3500号,1998.
- 中谷昌一,石田雅博,白戸真大,井落久貴:構造物基礎形式の選定手法調査,土木研究所資料,4037号,2007.
- 10) 中野正則,石田雅博,小宅知行,龍岡文夫:洪積砂の三軸 圧縮試験と原位置引張試験による強度特性,第31回地盤 工学研究発表会,pp. 689-690. 1996.
- 前田良刀,日下部治,大内正敏:密なスコリア層における 大型三次元基礎の支持力特性,土木学会論文集,No. 430/III-15, pp. 97-106, 1991.
- Van Nostrand Reinhold: prEN1997-1 Geotechinical design, 2004.
- 13) Bauduin, C: Design of Axially Loaded Compression Piles according to Eurocode 7. Proceedings of the Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations. Nice, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees pp.301-311, 2002.

# A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR HIGHWAY BRIDGE SUBSTRUCTURES

**Abstract** : The Japanese Specifications For Highway Bridges are now being revised toward implementation of the partial factor design or load and resistance factor design method, improving the accountably of the design philosophies and backgrounds. This paper presents resistance factors to vertically loaded piles and shallow foundations in the President design situations. For pile foundations, we evaluate the difference of the reliability changed by pile numbers in a pile cap. And we show that group piles 5 or more piles per pile cap, which are most numerous in the pile foundations, and shallow foundations reliability are almost the same.

Key words : horizontally loaded piles, elastic limit displacement of lateral soil resistance, reliability